

30-0060/002

o. PROF. DR.-ING. KARL KORDINA - TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau · Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens
von Stahlbeton-Platten und Stahlbeton-Balken bei
Impuls- und Kurzzeitbeanspruchung

von

Dr.-Ing. J. Steinert

Dipl.-Ing. Y. Cakiroglu

Dipl.-Phys. K. Paulmann

Dipl.-Ing. V. Weber

Braunschweig 1978

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Die Untersuchungen wurden im Auftrag und mit finanzieller Unterstützung des
Instituts für Bautechnik, Berlin, durchgeführt: Az.: IV/1 - 5 - 66/74...78

Postsendungen:
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Fernschreiber: 9 52 698 ibetb d

Fernsprecher:
3 91 29 70
Ortskennzahl 05 31
Kommt keine Verbindung zustande
bitte Nr. 391 22 81

Besuchszeiten:
Montag bis Freitag 9-16 Uhr

Kurzfassung des Abschlußberichts zum Forschungsvorhaben

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von
Stahlbeton-Platten und Stahlbeton-Balken bei Impuls-
und Kurzzeitbeanspruchung

Das Verhalten von Stahlbeton-Platten und -Balken unter Impuls- und Kurzzeitbeanspruchung wurde im Rahmen eines 1974 begonnenen Forschungsvorhabens experimentell untersucht.

Sowohl die Grenzen der Prüftechnik als auch die in zunehmendem Maße vorhandene Möglichkeit, das dynamische Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen rechnerisch zu erfassen - unter der Voraussetzung bekannter dynamischer Materialeigenschaften - gaben Veranlassung, neben Stahlbeton-Platten auch -Biegebalken und einfache Baustoff-Prüfkörper unter hoher Belastungsgeschwindigkeit zu untersuchen. Grundsätzlich wurde das Trag- und Verformungsverhalten bis zum Bruch schnell belasteter Bauteile mit dem Verhalten gleichartiger, jedoch langsam beanspruchter Bauteile verglichen. Bei schneller Belastung wurden Lastanstiegszeiten zwischen 4 und 325 ms erzielt.

Die Untersuchungen an Platten erstreckten sich auf 22 quadratische Stahlbeton-Platten von 6 und 7 cm Dicke und 2,00 bis 2,60 m Seitenlänge. Der Bewehrungsprozentsatz variierte in beiden Richtungen zwischen 1,0 und 2,2 %; eine Verbügelung konnte aufgrund der geringen Dicke nicht untergebracht werden.

Die Platten wurden zur Prüfung vorzugsweise in den Eckpunkten gelagert. Die Belastung erfolgte mit einer Einzelkraft in Plattenmitte. Als Last-Zeit-Funktion wurden im wesentlichen impulsartige Belastung, zügige Belastung bis zum Bruch und quasistatische Belastung gewählt, wobei im letzteren Fall der Zeitdauer bis zum Eintritt des Bruches - bei gleichzeitig hoher Ausnutzung der Querschnitte - besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde.

Bei prüfanlagenbedingt schnellstmöglicher Belastung wurden Dehngeschwindigkeiten der Bewehrung bis maximal 150 $^{\circ}$ /oo/s erreicht. Unter Beachtung des Verhältnisses

- 2 -

von Eigenschwingungsdauer zu Lastanstiegszeit bedeutet dies zwar eine schnelle, aber dennoch statisch Beanspruchung im Hinblick auf das System-Tragverhalten.

Im Rahmen der genannten Geschwindigkeit konnte eine Steigerung der Tragfähigkeit von maximal 10 % festgestellt werden. Die Ursache dieser Festigkeitssteigerung ist eine Zunahme sowohl der Festigkeit von Stahl und Beton als auch der Vergrößerung des Elastizitätsmoduls von Beton bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit. Diese eindeutige Feststellung kann aufgrund der Untersuchungen an Stahlbetonbalken und zusätzlichen Baustoffproben getroffen werden.

Deutlicher zeigte sich der Effekt einer hohen Beanspruchungsgeschwindigkeit an den untersuchten Stahlbetonbalken. Es wurden 20 jeweils 2 m lange, 20 cm hohe und 16 cm breite schwach bewehrte ($0,63 \% < \mu < 0,98 \%$) Balken untersucht. Sie wurden mit einem über 20 % der Stützweite konstantem Biegemoment so schnell beansprucht, daß bei Stahl-Dehngeschwindigkeiten bis zu $470 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{s}$ die Belastungsphase innerhalb der Eigenschwingungsdauer abgeschlossen werden konnte. Die erreichten Beanspruchungsgeschwindigkeiten entsprechen den in jüngster Zeit beim Beschuß von 70 cm dicken Stahlbetonwänden mit Weichprofilen erreichten Werten.

Die Untersuchungen ergaben mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit

- höhere Traglast
- Zunahme der Verformungsfläche im Bruchzustand
- Anstieg des Beton-Elastizitätsmoduls und der Stahl-Streckgrenze

In Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt bewegt sich die Zunahme der Traglast zwischen 7 und 22 % im Vergleich zu statischer Beanspruchung. Dabei ist der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit bei höherem Bewehrungsgehalt deutlich geringer als bei niedrigerem.

Untersuchungen an den für die Balken verwendeten Baustoffen bestätigten, daß das Festigkeits- und Verformungsverhalten zumindest von einachsial bis zum Bruch dynamisch biegebeanspruchten Bauteilen aus dem Verhalten der Baustoffe unter derselben Beanspruchungsgeschwindigkeit vorausberechnet werden kann.

Die Trag- und Verformungskennwerte schnell beanspruchter Bauteile liegen nach den durchgeführten Untersuchungen stets über denjenigen langsam beanspruchter, jedoch ergeben sich hieraus nur relativ geringfügige, vom Bewehrungsgehalt abhängige Sicherheiten, die keinen Anlaß zur Veränderung der gegenwärtigen Bemessungs-Richtlinien geben.

Braunschweig, den 04.12.1978

I N H A L T

Benennungen und Definitionen

1. Einleitung
2. Prüfanlagenbedingte Probleme
3. Untersuchungen an Stahlbetonplatten
 - 3.1. Versuchsplatten
 - 3.2. Statisches System
 - 3.3. Versuchsdurchführung
 - 3.4. Meß- und Untersuchungsergebnisse
 - 3.4.1. Plattenserie 2
 - 3.4.2. Plattenserien 1, 3 und 4
4. Untersuchungen an Stahlbetonbalken
 - 4.1. Versuchsbalken
 - 4.2. Versuchsaufbau und Meßeinrichtung
 - 4.3. Versuchsdurchführung
 - 4.4. Auswertung
 - 4.4.1. Ermittlung der Momente im Bruchquerschnitt
 - 4.4.2. Ermittlung der Verformungsfläche
 - 4.4.3. Ermittlung der mittleren Betondruckspannung
 - 4.4.4. Ermittlung der mittleren Krümmung
 - 4.5. Meßergebnisse
 - 4.5.1. Last-Zeit-Verlauf
 - 4.5.2. Momenten-Verformungs- Beziehungen
 - 4.5.3. Momenten-Dehnungs-Beziehungen
 - 4.4.4. Mittlere Betondruckspannungen
 - 4.4.5. Momenten-Krümmungs-Beziehungen
 - 4.5.6. Einfluß des Bewehrungsgehaltes
 - 4.6. Untersuchungsergebnisse

5. Untersuchungen an Baustoffen
 - 5.1. Zugversuche an Bewehrungsstäben
 - 5.2. Druckversuche an Betonprismen
 - 5.2.1. Versuchskörper
 - 5.2.2. Versuchsaufbau
 - 5.2.3. Meßeinrichtung
 - 5.2.4. Versuchsdurchführung
 - 5.2.5. Auswertung der Meßergebnisse
6. Vergleich der Ergebnisse aus Balken- und Prismenversuchen
 - 6.1. Allgemeines
 - 6.2. Vergleich der Versuchsergebnisse
7. Wertung der Forschungsergebnisse für bauaufsichtliche Bestimmungen
8. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen
9. Literaturverzeichnis

Anhang: Tabellarische Literaturlauswertung

Hinweis: Die Numerierung der Anlagen erfolgt unter Bezug auf die einzelnen Abschnitte dieses Berichts

Abschnitt 3: Anlagen 3.1 bis 3.37
Abschnitt 4: Anlagen 4.1 bis 4.33
Abschnitt 5: Anlagen 5.1 bis 5.14
Abschnitt 6: Anlagen 6.1 bis 6.4

Benennungen und Definitionen

In diesem Bericht werden die nachfolgend angegebenen Benennungen und Symbole für bestimmte Beanspruchungsarten und Traglasten verwendet, die im allgemeinen Sprachgebrauch nicht immer klar unterschieden werden.

Bezeichnet man mit t_1 die Last-Anstiegszeit (= Zeit bis zum Erreichen der vorgegebenen Last oder der maximal erreichten Last)

t_e die Eigenschwingungsdauer (Grundschiwingung der Platten oder Balken)

t_{ges} die Belastungsdauer,

so lassen sich folgende Beanspruchungsarten definieren:

statische Beanspruchung:	$t_1/t_e \gg 10^+$	
Kurzzeit-Beanspruchung:	$1 < t_1/t_e < 10^+$	
quasistatische Beanspruchung:	$t_1/t_e < 1;$	$t_{ges}/t_e \gg 1$
stoßartige Beanspruchung:	$t_1/t_e < 1;$	$t_{ges}/t_e \leq 10^+$
impulsartige Beanspruchung:		$t_{ges}/t_e \leq 1$

+) hier etwa zutreffender Wert

Traglasten:

statische Traglast $\text{cal}P_T$:

Unter Verwendung eines Stahl-Normwertes $\beta_t = 500 \text{ N/mm}^2$ - BSt 420/500 RK - und einer Beton-Prismendruckfestigkeit $\beta_p \approx 0,9 \cdot \beta_w$ nach der Bruchlinientheorie /1/ vorab für die einzelnen Plattenserien abgeschätzte Traglast.

maximale Last P_{\max} :

In einem bestimmten Versuch maximal erreichte Last, ohne Rücksicht auf vorausgegangene Belastungen

erreichte Traglast $P_{T\max}$:

Last, bei der im statischen Versuch - ggf. nach vorausgegangenen dynamischen Belastungen - das Gleichgewicht der einwirkenden Kräfte vom System nicht mehr gehalten werden kann.

1. Einleitung

Die Bemessung von Stahlbeton-Bauteilen im Hinblick auf extreme Belastungen, wie Erdbeben, Flugzeugabsturz und Explosion, setzt die Kenntnis des Trag- und Verformungsverhaltens unter dynamischer Beanspruchung voraus. Besonders in Kernkraftwerken sind häufig plattenartige Stahlbeton-Bauteile für derartige seltene, einmalige Lastfälle, die durch hohe Belastungsgeschwindigkeiten und nur kurzzeitig wirkende hohe Lasten gekennzeichnet sind, zu bemessen.

Das Verhalten von Stahlbeton-Platten unter den genannten Katastrophenlasten ist bisher praktisch noch nicht bekannt, wenngleich seit einigen Jahren von verschiedenen Seiten erhebliche Anstrengungen unternommen werden, um neue Erkenntnisse zu gewinnen.

Ziel eines dem Institut für Bautechnik 1974 vorgeschlagenen Forschungsvorhabens war es daher, die Beanspruchbarkeit dynamisch belasteter Stahlbeton-Platten experimentell mit praxisnahen Belastungsfunktionen zu untersuchen. Es sollte das Trag- und Verformungsverhalten von etwa $2 \times 2 \text{ m}^2$ großen und 5 bis 7 cm dicken Platten untersucht werden

- sowohl bei Impulsbeanspruchung mit gesteuerter ballistischer Belastung zur Klärung des dynamischen System-Verhaltens derartiger Platten
- als auch bei Kurzzeitbeanspruchung mit den o.g. Katastrophenlastfällen entsprechenden Verformungsgeschwindigkeiten zur Klärung des von der Belastungsgeschwindigkeit abhängigen Werkstoffverhaltens zweidimensional beanspruchter Stahlbetonbauteile.

Diese umfassende Versuchsabsicht konnte nicht realisiert werden. Technische und wirtschaftliche Kompromisse erzwangen eine einfachere, nachfolgend skizzierte Versuchskonzeption. Veranlassung hierfür waren einerseits die schnelle Entwicklung der Rechentechnik und andererseits die Grenzen der Prüftechnik.

Etwa gleichzeitig mit dem Beginn der experimentellen Untersuchung "schlagartig" beanspruchter Stahlbetonplatten in Braunschweig (1974) wurden die ersten Rechenprogramme für dynamisch beanspruchte Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung eines zeit- und verformungsabhängigen Werkstoffverhaltens von Stahl und Beton bekannt / 5/. Das Hauptproblem bei der Anwendung derartiger Programme liegt bis heute in der mangelnden Kenntnis der Werkstoffdaten für dynamische

Grenzbeanspruchungen. Wegen der grundsätzlichen Berechenbarkeit des Tragverhaltens von dynamisch beanspruchten Platten, auch unter impulsartiger Beanspruchung, wurde eine experimentelle Prüfung nunmehr für weniger vordringlich gehalten als die Ermittlung von Baustoff-Kennwerten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit.

Diese veränderte Betrachtungsweise der Zielsetzung ergab sich auch aus einem äußeren Zwang. Die vorhandene servohydraulische Prüfapparatur erwies sich nämlich als nicht besonders geeignet für eine gesteuerte Impulsbeanspruchung biegeweicher, aber dennoch massiger Tragwerke. Hauptursache hierfür ist, daß bei Versuchseinrichtungen mit geschlossenem Regelkreis das Prüfstück zu einem Bestandteil der Prüfanlage wird und dessen Veränderungen unter einer vorgegebenen Beanspruchung zu Rückwirkungen auf die Eigenschaften der Prüfanlage führen, Einzelheiten siehe Abschnitt 4.2.

Deshalb sind nach Prüfung von 22 Stahlbetonplatten diese Untersuchungen eingestellt worden, und zwar auch deshalb, weil bei den zu untersuchenden, aus versuchstechnischen Gründen sehr dünnen Platten, eine Bügelbewehrung im Querschnitt nicht mehr unterzubringen ist, und daher eine einfache Übertragung der Versuchsergebnisse auf dickere Platten, z.B. die des Containments von Kernreaktoren, problematisch ist. Nicht zuletzt wurden auch deshalb die Untersuchungen eingestellt, weil die im Versuch applizierte mittige Einzellast praktisch nur einen speziellen Lastfall repräsentiert, nämlich einen zentrischen Beschuß; beim ursprünglich unterstellten Flugzeugabsturz erweist sich der Flugkörper als leicht verformungsfähig und das getroffene Stahlbeton-Bauteil als starr, im Gegensatz zu den bei den durchgeführten Untersuchungen vorliegenden Verhältnissen.

Die Belastung eines Bauteiles im tatsächlichen Katastrophenfall "Flugzeugabsturz" erfolgt durch Massestoß, dessen Wirkung u.a. von dem elastisch-plastischen Verhalten und der Massenträgheit der Stoßpartner abhängig ist. Die Rückwirkung des gestoßenen Körpers (oder Tragsystems) auf den stoßenden führt bei experimentellen Untersuchungen zu komplizierten Last-Zeit-Funktionen, die - im plastischen Bereich - nur für das untersuchte System gelten. Eine Übertragung dieser Funktionen auf andere Tragsysteme erscheint nur möglich, wenn ein Stoßpartner im Vergleich zum anderen als starr bzw. als elastisch angesehen werden kann.

Berechenbarkeit stoßartig belasteter Platten einerseits und mangelhafte, aufwendige experimentelle Prüfbarkeit mit im Bruchzustand einachsialem Versagen andererseits wurden zum Anlaß genommen, neben den erwähnten Stahlbetonplatten auch insgesamt 20 Einfeld-Biegebalken - im Bruchzustand gewissermaßen eindimensionale Plattenausschnitte - unter Kurzzeitbeanspruchung zu untersuchen und hieran

verstärkt zu prüfen, inwieweit deren Trag- und Verformungsverhalten durch die Baustoffeigenschaften bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit beeinflusst wird und erklärt werden kann.

An Bewehrungsstählen und an ausmittig beanspruchten Betonprismen wurden Last-Verformungs-Eigenschaften in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit ermittelt und mit den an den Biegebalken gewonnenen Ergebnissen verglichen.

Zu Beginn der Untersuchungen wurde den Last-Zeitfunktionen eine große Bedeutung beigemessen. Es zeigte sich jedoch bei diversen wiederholten Belastungen ein und desselben Tragwerkes, daß Traglast und Bruchverformung der Platten - neben einem geringen Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit - im wesentlichen von der maximalen Lasthöhe und der Dauer der Belastung abhingen und demgegenüber - bei Belastungen unterhalb der Dauerstandfestigkeit - die Belastungsgeschichte innerhalb der ersten Sekunde nur einen geringen Einfluß hat. Deshalb wurden sämtliche Versuchskörper (Platten, Balken, Prismen und Stähle) mit unterschiedlicher Geschwindigkeit entweder zügig bis zum Bruch oder zügig bis nahe an eine im vorangegangenen Versuch ermittelte Traglast belastet, wobei diese Last entweder zum Bruch führte oder sich erneut ein Gleichgewichtszustand mit einer Tragreserve einstellte, die durch nachfolgende, nunmehr statische Beanspruchung, ermittelt wurde. Auch in anderen Vorhaben wird derzeit dem "Nachfahren" einer bestimmten Belastungsgeschichte nicht mehr die Bedeutung beigemessen, wie noch vor fünf Jahren. Aufgrund der vorliegenden Prüferfahrungen ist beispielsweise zu erwarten, daß die KTA-Beanspruchungs-Zeit-Funktion für Flugzeugabsturz gemäß Bild 1.1 ebenso gut durch die gestrichelt eingezeichnete Funktion ersetzt werden kann: ein Stahlbeton-Bauteil, das auf eine bestimmte Traglast bemessen

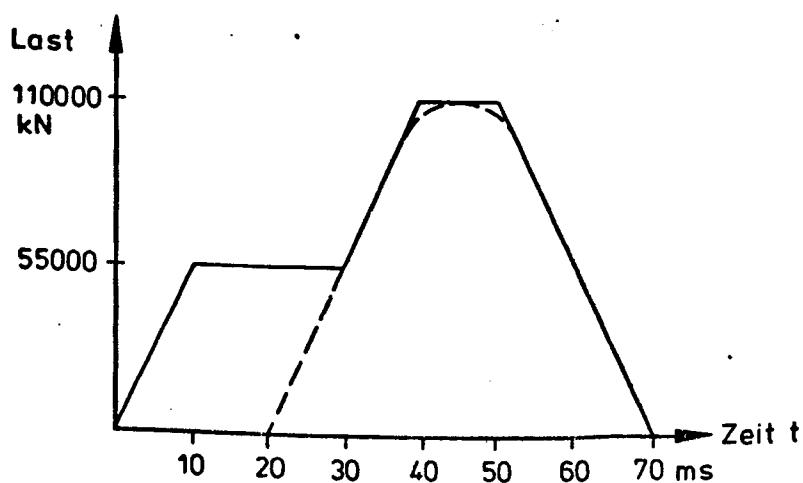


Bild 1.1: Stoßlast-Zeit-Verlauf für den Lastfall Flugzeugabsturz

worden ist, wird bei einer Belastung mit dieser Traglast und einem zeitlichen Vorläufer mit nur halber Traglast nicht so stark beansprucht, als daß die Vorlast

bereits zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit führen könnte, und zwar i.a. auch dann nicht, wenn es sich um dynamische Belastungen handelt.

Im Rahmen des Vorhabens, über dessen Durchführung und Ergebnisse nachfolgend berichtet wird, war eine rechnerische Untersuchung des dynamischen Verhaltens der Prüfkörper nicht vorgesehen. Allerdings sollten - neben diesem Vorhaben und unabhängig davon - rechnerische Vergleichsuntersuchungen zur Bestätigung und Eingrenzung der experimentell ermittelten Ergebnisse durchgeführt werden. Diesem Vorschlag ist der Auftraggeber bedauerlicherweise nicht mehr gefolgt, als sich die Änderung der ursprünglichen Versuchskonzeption abzeichnete.

Zwischenzeitlich hat sich bei realistisch durchgeführten Beschußversuchen zur Ermittlung der Penetration herausgestellt, daß sich auch bei 0,7 m dicken Stahlbetonplatten keine höheren Deformationsgeschwindigkeiten ergeben als im beschriebenen Vorhaben an Balken erreicht worden sind /10/. Es wird deshalb für sinnvoll gehalten, weitere Untersuchungen an bügelbewehrten balkenartigen Bauteilen durchzuführen, und hierbei insbesondere die Schubtragfähigkeit zu studieren.

2. Prüfanlagenbedingte Probleme

Gegenüber allen bisher bei der experimentellen Untersuchung stoßartig belasteter Tragsysteme eingesetzten Belastungseinrichtungen, z.B. Fallhammer, vorgespannte Federn, Sprengladungen, scheinen elektrohydraulische Prüfanlagen, die eine hydraulische Beanspruchung durch elektrisch erzeugte Signale erlauben, dann in besonderem Maße geeignet zu sein, wenn durch eine Regeleinrichtung (Servosystem) ein Nachfahren vorgegebener Belastungsfunktionen mit Minimierung der Abweichungen zwischen vorgegebenem Sollwert und erreichtem Istwert möglich ist. Damit entfällt die Notwendigkeit des freien Massestoßes zur Belastung: Die zu prüfenden Tragsysteme werden mit vorgegebenen Funktionen belastet, theoretisch zunächst unabhängig von den Eigenschaften des Prüflings.

Da das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau über eine derartige Einrichtung - eine HYDROPULS-Anlage der Fa. Schenck, Darmstadt - verfügt, wurden dem Auftraggeber die hier beschriebenen Untersuchungen vorgeschlagen. Naturgemäß mußten aufgrund der gegebenen technischen Möglichkeiten die Längenabmessungen der zu prüfenden Bauteile begrenzt und gewisse Einschränkungen hinsichtlich der Bewehrungsführung und der Randbedingungen hingenommen werden. Zusätzlich sind jedoch bei der Anwendung derartiger Prüfeinrichtungen einige Besonderheiten zu beachten.

Die Arbeitsweise herkömmlicher hydraulischer Prüfmaschinen - Verschiebung eines auf das Prüfobjekt wirkenden Kolbens durch Drucköl - soll als bekannt vorausgesetzt werden.

Die Besonderheit einer geregelten Anlage besteht darin, daß die Steuerung des Druckölstromes nicht direkt durch von außen zugeführte Signale erfolgt, sondern daß eine beliebige durch die Kolbenbewegung hervorgerufene Beanspruchungsgröße, am häufigsten Kraft oder Verschiebung (= Weg), gemessen und mit einem vorgegebenen Soll-Wert verglichen wird ("Kraftregelung" bzw. "Wegregelung"); erst diese Differenz steuert den Ölstrom, d.h. die Anlage bringt selbsttätig die tatsächlich ausgeübte Beanspruchung in Übereinstimmung mit dem zunächst als stationär angenommenen Sollwert.

Dieses Prinzip der Differenzminimierung bedeutet zugleich, daß für jede Kolbenbewegung eine Regelabweichung ursächlich notwendig ist, bei dynamischen Vorgängen Soll- und Istwertverlauf also prinzipiell voneinander abweichen, und zwar umso mehr, je größer die Beanspruchungsgeschwindigkeit ist.

Aufgrund der Einbeziehung des Prüflings in den Regelkreis wird das dynamische Verhalten einer solchen Anlage nicht allein durch ihre hydraulischen und elektrischen Kenndaten

- Öldruck, Grenzfrequenz und Ansprechzeit des Ventils, Ventildurchfluß, Speichervolumen,
- Auslegung des Regelkreises (z.B. PID-Regler, Kaskadenregler), Genauigkeit der Meß- und Regelverstärker,

bestimmt, sondern hängt in entscheidendem Maße von den Eigenschaften

- Steifigkeit, Eigendämpfung und mitschwingende Masse in Abhängigkeit von der Frequenz und der Beanspruchung

des Prüflings und des gesamten Prüfaufbaus ab.

So gelten die vom Hersteller der in Braunschweig vorhandenen Anlage genannten Leistungsdaten, insbesondere maximale Kolbengeschwindigkeit und Regelgenauigkeit, die bei der ursprünglichen Formulierung des Versuchsprogrammes zugrunde gelegt wurden, nur unter jeweils ganz speziellen, teilweise einander ausschließenden Bedingungen. Der Anwender einer solchen Anlage wird weder auf diese Bedingungen hingewiesen noch kann er vom Hersteller Hinweise zur Abschätzung des tatsächlichen Verhaltens der Anlage für beliebige Prüfobjekte und Beanspruchungen erwarten. Um Mißverständnisse auszuschließen, wird betont, daß diese Probleme auf schnelle, einmalige Beanspruchungen beschränkt sind und etwa bei periodischen Belastungen oder bei Prüfungen elastischer Probekörper nicht auftreten.

Im einzelnen hat sich herausgestellt, daß bei der Prüfung von Stahlbetonplatten mit der für 600 l/min Ölstrom ausgestatteten Anlage

- bei Kraftregelung eine maximale Kolbengeschwindigkeit von $v_{\max} \approx 60 \text{ cm/s}$ nicht überschritten werden kann - bei einer Leerlauf-Nenngeschwindigkeit von $v_{\max} = 130 \text{ cm/s}$,
- bei höheren Geschwindigkeiten eine große Regelabweichung zugelassen werden muß, die ein Nachfahren einer vorgegebenen Last-Zeit-Funktion unmöglich macht: Vorgegebene Belastungsfunktionen sind bei schneller Belastung nur innerhalb grober Toleranzintervalle zu realisieren, wobei die Intervallbreite mit der Belastungsgeschwindigkeit wächst.

Aufgrund der durchgeführten umfangreichen Untersuchungen darf festgestellt werden, daß sich servohydraulische Prüfmaschinen mit den gegenwärtigen Eigenschaften nicht zur experimentellen Untersuchung von Flächentragwerken eignen, wenn Belastungs- oder Laständerungszeiten angestrebt werden, die kürzer als die Eigenschwingungsdauern der zu prüfenden Bauteile sind.

3. Untersuchungen an Stahlbetonplatten

Zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten bei Impulsbeanspruchung, vor allem im Hinblick auf Lastfälle, die durch Einzel-lasten (z.B. Flugzeugabsturz) zu charakterisieren sind, war beabsichtigt, ungefähr $2 \times 2 \text{ m}^2$ große, 5 bis 7 cm dicke, zwei- oder vierseitig gelagerte Stahlbetonplatten unter mittiger Belastung zu untersuchen, wobei als wesentliche Parameter Bewehrungsführung (Bewehrungsgehalt, Stabdurchmesser und Lage der Bewehrung) und Belastungsfunktion variiert werden sollten.

In Anlehnung an dieses Programm wurden 22 Platten - nach Aufbau und Lagerung in vier Serien eingestuft - geprüft, vgl. Tabelle 3.1

Serie	Platten Nummer	Abmessungen in cm	Bewehrungs- stababstände	Bewehrungs- Prozentsatz	Anzahl der Unterstützungs- punkte
			e_o/e_u in cm	μ_o/μ_u in %	
1	1.1...1.4	250 x 250 x 6	6/6	2,2/1,8	4
2	2.1...2.4	250 x 250 x 6	20/20	1,7/1,0	16
3	3.1...3.4	260 x 260 x 6	7/9	1,8/1,2	4
4	4.1...4.10	200 x 200 x 7	7/8,5	1,4/1,0	4

Tabelle 3.1: Kurzübersicht über die hergestellten Versuchsplatten

Einen detaillierten Überblick über

- Abmessungen und Bewehrung
- statisches System und rechnerische Traglast
- Angaben zur Versuchsdurchführung
- Anordnung der Meßstellen
- Kurzfassung der Prüfergebnisse

gibt die Zusammenstellung auf Anlage 3.1.

3.1. Versuchsplatten

Alle Platten waren in der Zugzone mit einer zweilagigen Bewehrung aus Betonstahl BSt 420/500 bewehrt. Der in Tabelle 3.1 angegebene Bewehrungsgrad ist auf die statische Höhe bezogen.

Die Bewehrung der Platten der Serien 1, 3 und 4 wurde gemäß den Vorschlägen der Kerntechnischen Richtlinien /9/, Abschnitt 7.1.2. zur Gewährleistung einer ausreichenden plastischen Verformbarkeit gewählt. Bei der Serie 1 ergab sich ein Bewehrungsgrad $\mu_o = 2,2 \%$ und $\mu_u = 1,8 \%$. Für die Platten der Serie 2 ist im Hinblick auf bewehrte Wände nach DIN 1045 ein Stababstand $e = 20$ cm gewählt worden. Die relativ große Maschenweite sollte bei diesen mit $d = 6$ cm extrem dünnen Platten eine Aussage ermöglichen, inwieweit ein Durchstanzen die Traglast der Platte beeinflußt. Zur besseren Lastverteilung wurden die Platten 1.3 und 1.4 sowie 2.3 und 2.4 in Plattenmitte auf der Druckseite mit je einer 40×40 cm großen Matte N 141 - $e = 5$ cm, $\varnothing = 3$ cm - versehen.

Um in x- und y-Richtung ein möglichst bis zum Bruch gleichartiges Biegetragverhalten (Isotropie) der dünnen Platten zu erreichen, war eine richtungsabhängige Bewehrungsführung erforderlich. Die Isotropie wurde bei der Plattenserie 2 durch die Wahl unterschiedlicher Stabdurchmesser, bei den Plattenserien 3 und 4 durch unterschiedliche Maschenweiten der beiden Bewehrungslagen angestrebt; diesen Bemühungen sind jedoch wegen der ungenügenden Abstufung handelsüblicher kleiner Stabdurchmesser und der Arbeitsungenauigkeiten Grenzen gesetzt.

Für alle Platten wurde die Betongüte B 35 angestrebt. Der Beton wurde mit einem W/Z-Wert von 0,6 hergestellt; das Größtkorn betrug 16 mm, vgl. Sieblinien in Anlage 3.2. Der verwendete Zement PZ 35 F wurde vor Versuchsbeginn in der erforderlichen Menge eingelagert. Nach dem Betonieren sind die Platten mehrere Tage mit feuchtgehaltenen Tüchern abgedeckt worden; wegen ihrer Größe konnten sie nicht im Klimaraum gelagert werden.

Die Betongüte wurde an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge nach 28 Tagen und am Prüftage ermittelt, Einzelwerte für die Druckfestigkeit siehe Anlagen 3.6 bis 3.27. Da die Untersuchungen an Platten bereits Mitte 1976 abgeschlossen wurden, sind die Ergebnisse in den genannten Anlagen noch in den alten technischen Einheiten angegeben.

Um Kriech- und Schwindverformungen der dünnen Platten sowie Beschädigungen beim Transport zu vermeiden, hat es sich nach den ersten Versuchen als notwendig erwiesen, die weiteren Platten auf für diesen Zweck speziell hergestellten Stahlrostpaletten zu betonieren, zu lagern und zu transportieren. Es ist zu beachten, daß bei derart dünnen Platten die Versuchsdurchführung möglichst unmittelbar an die Fertigstellung des Versuchsaufbaus anschließen muß, um Einflüsse plastischer oder bleibender Vorverformungen unter Eigengewicht zu vermeiden.

3.2. Statisches System

Von den drei bei Platten hauptsächlich interessierenden Randbedingungen

- allseitig eingespannt,
- allseitig frei drehbar,
- im Bereich der Ecken auf vier Punkten frei drehbar gestützt

läßt sich der letzte Fall versuchstechnisch am leichtesten realisieren. Außerdem führt eine Auflagerung in den vier Eckpunkten auf die niedrigste Eigenfrequenz und stellt somit die geringsten Anforderungen an die Schnelligkeit der Prüfeinrichtung; vorausgesetzt, die Anlage vermag den dann größeren Durchbiegungen mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit zu folgen.

Die Platten der Serien 1, 3 und 4 wurden daher auf vier beweglichen Kugeln gelagert (Ausnahme bei Platte 1.1: eine Kugel fest); die Differenz der gemessenen Eigenfrequenzen zwischen vergleichbaren Platten betrug nur etwa $\pm 0,4$ Hz, d.h. die Reproduzierbarkeit der Randbedingungen war gut.

Allerdings interessiert der Fall einer allseitig frei drehbar gelagerten Platte vorrangig, da hierfür geschlossene Lösungen für das Tragverhalten vorliegen. Es wurden deshalb die Platten der Serie 2 auf 16 äquidistant angeordneten Stahlrollen gelagert. Die Plattenecken hoben sich unter Last jedoch derart stark ab, daß die Platten schon weit unterhalb der Traglast nur noch auf den vier Seitenmitten auflagen. Hierdurch wird ein Zusammenfallen entlang der erzeugten Bruchlinien verhindert, das Tragvermögen geht durch örtliches Fließen der Bewehrung

unter dem Laststempel bei gleichzeitigem Durchstanzen verloren; ein sinnvoller Vergleich mit Rechenwerten erscheint daher selbst bei theoretischer Berücksichtigung der lastabhängigen Randbedingungen unmöglich.

Der scheinbar naheliegende Gedanke, die Ecken während des Versuches festzuhalten, ist hinsichtlich des Einflusses dieser Zwangsstützung auf das Tragverhalten unterschiedlich bewehrter und belasteter Platten als ebenso problematisch anzusehen und dürfte auch erhebliche praktische Schwierigkeiten bereiten.

Auch der Gedanke, kreisförmige Platten zu untersuchen, wurde erwogen, jedoch sind auch hier bei Beibehaltung üblicher rechtwinklig angeordneter Bewehrungslagen keine theoretisch einfacher nachprüfbaren Ergebnisse zu erwarten. Von der weiteren Untersuchung näherungsweise längs der Berandung frei drehbar gelagerter Platten wurde daher Abstand genommen.

3.3. Versuchsdurchführung

Die Versuchsplatten wurden horizontal auf einem 80 cm hohen Stahlbeton-Säulenunterbau gelagert und von oben her beansprucht. Die Belastungseinrichtung (Zylinder der servohydraulischen Prüfmaschine) war dabei hängend unter einer 1 m dicken und stark bewehrten Stahlbetondecke befestigt; die Steifigkeit der gesamten Prüfanordnung, einschließlich Zylinderaufhängung, Stahlbetondecke, Fußboden und Plattenauflager, wurde zu ca. 800 kN/cm bestimmt.

Die Belastung erfolgte stets mit einer Einzellast in Plattenmitte über eine $20 \times 20 \text{ cm}^2$ große lastverteilende Stahlplatte. Einige typische Last-Zeit-Funktionen sind in Anlage 3.3 dargestellt.

Die Versuchsplatten wurden in den Ecken und in ggf. weiteren äquidistanten Punkten gelagert. Wie bereits erwähnt, fanden zur Lastabtragung in den Auflagerpunkten Stahlkugeln bzw. -rollen (Durchmesser 50 mm) Verwendung, wobei zur Verteilung der Auflagerkräfte über und unter den Kugeln bzw. Rollen ebenfalls Stahlplatten angeordnet wurden, die zur Konstanthaltung der Stützweite unter Last im Falle der 4-Punkt-Stützung mit muldenförmigen Vertiefungen versehen worden waren. Um einen Höhenausgleich und damit eine genau horizontale Lage der Stahlbetonplatten und eine gleichmäßige Verteilung der Auflagerkräfte einstellen zu können, wurden jeweils zwei keilförmige Stahlplatten übereinandergelegt; Beispiele zum Versuchsaufbau s. Anlage 3.4.

Gemessen wurden die Größen

- Kraft (mit einer Kraftmeßdose als Bestandteil der Prüfanlage)
- Stahldehnungen und Betonstauchungen (mit aufgeklebten Dehnungsmeßstreifen)
- Durchbiegungen (mit induktiven Wegaufnehmern).

Die für eine hohe Zeitauflösung notwendige simultane Registrierung der Augenblickswerte aller Meßgrößen erfolgte 16kanalig mit Lichtstrahloszillografen (Anlage 3.5).

Wegen der insgesamt geringen Kanal-Anzahl standen auch nur wenige Kanäle zur Messung der Stahldehnungen zur Verfügung; die Dehnungen sind deshalb überwiegend zunächst nur in der unteren Bewehrungslage gemessen worden. Soweit auf den Anlagen 3.6 bis 3.27, in denen die Angaben zur Versuchsdurchführung und die Meßergebnisse für die einzelnen Platten zusammengefaßt sind, nicht anders angegeben, wurden Dehnung und Durchbiegung im Viertelpunkt, $\epsilon(1/4) = \epsilon_{2/5}$ bzw. $w(1/4) = w_{2/5}$, immer an bzw. über dem durch die Plattenmitte gehenden Bewehrungsstab der unteren Lage gemessen. Die angegebenen Werte für Dehnung und Durchbiegung im diagonalen Viertelpunkt, $\epsilon(\sqrt{2} \ 1/4)$ bzw. $w(\sqrt{2} \ 1/4)$, sind Mittelwerte aus maximal drei Messungen in verschiedenen Punkten.

Bei den einzelnen Versuchen erfolgte oft eine Mehrfachbelastung der Platten, in den Anlagen bezeichnet als "Anzahl der Impulse": Bei kleinen Lasten - soweit nicht anders angegeben, weit unterhalb der Rißlast - , um die Regelung der Prüfanlage zu optimieren oder um die Plattensteifigkeit zu bestimmen, bzw. nach Vorbelastung, um die noch vorhandenen statischen Tragreserven zu ermitteln. Daher sind die in den Anlagen 3.6 bis 3.27 angegebenen Werte ϵ und w auf den jeweiligen Impuls bezogen; eine evt. vorhandene plastische Verformung aus vorangehenden Belastungen ist in den angegebenen Werten nicht enthalten.

Die im Versuch gemessene Kraft ist eine Überlagerung von Formänderungskraft und Trägheitskraft, wobei letztere im Übergangsbereich von ruhender zu bewegter Platte insbesondere bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten bedeutende Werte - bis zu 80 % der Traglast - erreicht, vgl. Anlagen 3.28 bis 3.32. Erst wenn eine annähernd zeitlineare Zunahme der Plattenverformung, also etwa konstante Durchbiegungsgeschwindigkeit, beobachtet wird, kann angenommen werden, daß keine nennenswerten Trägheitskräfte mehr vorhanden sind. Das ist bei den hier geprüften Platten nach ca. 20 bis 30 ms der Fall gewesen. Ab diesem Zeitpunkt

ist eine Auswertung des Last-Durchbiegungs-Zusammenhangs nach statischen Gesetzmäßigkeiten möglich. Dann betragen aber die Stahldehnungen bereits etwa $1 \text{ }^{\circ}/\infty$, d.h. die Platten befinden sich schon im Zustand II und sind biege-weicher als vor der Belastung. Da die Lasteinleitungsphase je nach Einstellung der Prüfanlage insgesamt 80 bis 150 ms beträgt, befinden sich die Platten während der längeren Zeit im vorrangig interessierenden Zustand II, in dem die Eigenschwingungsdauer im Vergleich zur unbelasteten Platten zwischen 16 und 34 % zunimmt und das Verhältnis t_1/t_e entsprechend abnimmt.

Wegen der höheren Beanspruchungsgeschwindigkeit und des bei hohen Geschwindigkeiten ohnehin mangelhaften Regelverhaltens wurden einige Platten auch mit Weg-Regelung geprüft, obgleich die Kraft-Regelung für die gestellte Versuchsaufgabe die sinnvollere ist. Bei Weg-Regelung stellen sich infolge der höheren Anfangsbeschleunigung größere Trägheitswirkungen ein. Dennoch wurde auf eine getrennte Erfassung der Trägheitskräfte, z.B. durch Beschleunigungsmessungen, verzichtet, weil die Trägheitswirkungen i.a. vor dem Erreichen der Streckgrenze im Stahl abgeklungen waren und daher auch für vergleichbare andere Tragsysteme von geringer Bedeutung sind.

3.4. Meß- und Untersuchungsergebnisse

Ausführliche Daten und Erläuterungen zum Versuchsablauf für die einzelnen Platten sowie die Bruchbilder zu den meisten der geprüften Platten sind in den Anlagen 3.3 bis 3.27 angegeben. Die wesentlichen Meßergebnisse für den Zeitpunkt des Kraft-Maximalwertes sind in den Anlagen 3.6 bis 3.27 enthalten. Bei den Dehnungsmeßwerten werden am Bewehrungsstahl (Zugseite) Dehnungen, am Beton (Druckseite) Stauchungen positiv gezählt. Die Anordnung der Meßstellen ist aus Anlage 3.1 ersichtlich.

Mit den hier durchgeführten Kurzzeitbeanspruchungen der Platten wurden Lastanstiegszeiten t_1 zwischen 50 und 300 ms erzielt, $t_1/t_e = 2 \dots 5$, wobei die so beanspruchten Platten im weiteren "dynamisch" untersuchte Platten genannt werden. Als statisch beansprucht gelten diejenigen Platten, bei denen die Lastanstiegszeit mehr als 100 mal größer als die Eigenschwingungsdauer ist.

Als wesentliches Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen sind die Last-Durchbiegungs-Kurven (P-w-Diagramme) auf den Anlagen 3.28 bis 3.32 dargestellt; Knickpunkte in den Kurvenverläufen sind in erster Linie auf die Auswertung zurückzuführen, bei der der Zeiteinfluß aus $P(t)$ und $w(t)$ punktweise eliminiert werden mußte.

Vergleichende Aufstellungen spezieller Werte von Kraft, Durchbiegungen und Dehnungen für statische und dynamische Beanspruchung sind für die Hauptserie 4 vorgenommen worden:

- Kraft, Durchbiegung, Betonstauchung und Stahldehnung in Plattenmitte zum Zeitpunkt der maximalen Betonstauchung in den Viertelpunkten (Anlage 3.33), um den beginnenden Verlust der Momenttragfähigkeit und den Übergang zu überwiegender Hängewerkstragwirkung zu erfassen,
- Kraft, Durchbiegung, Betonstauchung und Stahldehnung in Plattenmitte am Ende des linear-elastischen Verformungsbereiches (Anlage 3.34),
- Kraft und Betonstauchung am Plattenrand zum Zeitpunkt der maximalen Betonstauchung in den Viertelpunkten (also gleiche Zeit wie in Anlage 3.33) und zum Zeitpunkt des Bruches (Anlage 3.35), um die Gleichmäßigkeit des Tragverhaltens in den beiden Hauptrichtungen beurteilen zu können.

Die erreichten Betonstauchungs- und Stahldehnungsgeschwindigkeiten für sämtliche Untersuchungen an Stahlbetonplatten sind in Anlage 3.36 aufgeführt.

Zur Ergänzung der Untersuchungen an Stahlbetonplatten wurden für Beton an insgesamt mehr als 300 Prismen und anderen Prüfkörpern (Anlage 3.37) die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ermittelt, vgl. Anlagen 5.12 bis 5.14.

Im folgenden werden die an den vier Plattenserien erzielten Ergebnisse erörtert, wobei wegen der Zusammengehörigkeit bezüglich des statischen Systems die Serien 1, 3 und 4 im Anschluß an Serie 2 besprochen werden.

3.4.1. Plattenserie 2

Die Traglast der in 16 Punkten unterstützten Platten wurde nach der Bruchlinientheorie /1/ unter Berücksichtigung der in Abschnitt 1 angegebenen Rechenwerte für die Baustoffe zu $\text{cal}P_T = 66 \text{ kN (6,7 Mp)}$, die Durchbiegung unter $\text{cal}P_T$ nach /7/ abgeschätzt; dabei ist nach dem CEB-Vorschlag die Bruchstauchung des Betons bei schneller Beanspruchung zu $\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$ angenommen worden /2/.

Die Platten versagten erwartungsgemäß infolge Durchstanzen unter der $20 \times 20 \text{ cm}^2$ großen Lasteintragsfläche, die Stanz-kegel hatten einen Öffnungswinkel zwischen 33° und 43° . Bei Platte 2.1 - ohne Lastverteilerplatte - wurde im statischen Versuch eine Traglast $P_{Tmax} = 57 \text{ kN}$ (5,8 Mp) erreicht.

Die zusätzlich mit einer Lastverteilerplatte versehenen Platten 2.3 und 2.4 weisen nach vorausgegangener dynamischer Belastung eine höhere statische Traglast auf: $P_{Tmax} \approx 70 \text{ kN}$ (7 Mp). Der Einfluß der von der Dehngeschwindigkeit abhängigen Materialeigenschaften zeigt sich daran, daß die P-w-Kurven der schnell beanspruchten Platten 2.3 und 2.4 deutlich oberhalb der langsam beanspruchten Platte 2.1 liegen, daß also die Durchbiegung kleiner ist als im statischen Lastfall, s. Anlage 3.29.

3.4.2. Plattenserien 1, 3 und 4

3.4.2.1. Plattenserie 1

Die Traglast der 4-Punkt-gestützten Platten wurde zu $calP_{To} \approx 54 \text{ kN}$ (5,5 Mp) für die obere Bewehrungslage und zu $calP_{Tu} \approx 67 \text{ kN}$ (6,8 Mp) für die untere Bewehrungslage ermittelt /1/.

Bei Platte 1.2 wurde zugunsten einer möglichst großen Beanspruchungsgeschwindigkeit die Prüfanlage praktisch ungeregelt betrieben; der Beanspruchungsverlauf kommt dabei demjenigen bei Wegregelung nahe. Die bei diesem Versuch erreichte relativ hohe Bruchlast von 101 kN (10,3 Mp) bei vergleichsweise geringer Durchbiegung war nicht eindeutig zu erklären. Es kann nicht ausgeschlossen werden, daß es während des Versuches bei größeren Durchbiegungen zu einem Aufliegen der Plattenränder auf den Kanten des Prüfstandes und damit zu einer Veränderung der Randbedingungen gekommen ist; näheres siehe Anlage 3.7. Deswegen sollten die Ergebnisse der Versuchsplatte 1.2 nur im Bereich kleinerer Durchbiegungen mit denen der übrigen Platten verglichen werden.

Die experimentell erreichte statische Traglast der beiden dynamisch vorbeanspruchten Platten 1.1 und 1.4 betrug $P_{Tmax} = 55 \text{ kN}$ (5,6 Mp) bzw. 58 kN (5,9 Mp), siehe Anlagen 2 und 5; bei der ausschließlich statisch geprüften Platte 1.3 ist eine Traglast von $P_{Tmax} = 68 \text{ kN}$ (6,9 Mp) ermittelt worden. Beim Verlust der Tragfähigkeit dieser Platten haben sich die Hauptbruchlinien jeweils parallel zur unteren Bewehrungslage eingestellt ("Zusammenfallen"), daher war die Traglast hauptsächlich durch die Steifigkeit der oberen Bewehrungslage bestimmt.

3.4.2.2. Plattenserien 3 und 4

Die Traglast dieser Platten wurde nach der Bruchlinientheorie zu $\text{cal}P_T = 49 \text{ kN}$ (5,0 Mp) bzw. 63 kN (6,4 Mp) abgeschätzt.

Die Anlagen 3.30 bis 3.32 zeigen die Mittendurchbiegungen als Funktion der Last. Auch bei diesen Plattenserien ist ein Einfluß der Dehnungsgeschwindigkeiten auf die Materialeigenschaften und somit auf das Tragverhalten der Platten erkennbar: Die P-w-Kurven dynamisch geprüfter Platten weisen bei Last-Vorgabe - meist im gesamten Verformungsbereich - deutlich kleinere Durchbiegungen als die statischen Kurven bei gleichen Kräften auf. Bei Vorgabe der Plattendurchbiegung (Weg-Regelung) ist im statischen Kontrollversuch ein größerer Anfangsmodul $\Delta P/\Delta w$ festgestellt worden. Daraus ergibt sich scheinbar eine Abhängigkeit des dynamischen Effektes von der gesteuerten Meßgröße. Da die Regelgröße im statischen Versuch jedoch keinen Einfluß auf die Ergebnisse ausüben kann, muß es sich bei Platte 4.9 um einen "Ausreißer" handeln: Ein Vergleich der P-w-Kurven der Platten 4.8 und 4.10 mit den statisch beanspruchten Platten 4.1, 4.3 und 4.7 deutet ebenfalls auf einen Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Durchbiegung unter vergleichbarer Kraft hin.

In Anlage 3.33 sind aus den Meßergebnissen der Serie 4 die Kräfte abgegriffen, bei denen die Betonstauchungen in den Viertelpunkten anfangen, sich abzubauen, also ein Übergang zu überwiegender Hängewerkstragwirkung erfolgt. Sowohl bei dynamisch als auch bei statisch geprüften Platten setzt dieser Vorgang bei nahezu gleich großen Kräften ein, obwohl sich bei den mit Kraftregelung geprüften Platten die Tendenz zeigt, daß die in Feldmitte (Punkt 3 und 4) gemessenen Betonstauchungen und Stahldehnungen sowie die Mittendurchbiegungen bei den dynamisch geprüften Platten kleiner sind als im statischen Versuch.

Die Stahldehnungen nehmen auch bei den dynamischen Versuchen anfangs annähernd zeitlinear zu: Die dem Kraftanstieg überlagerte gedämpfte Schwingung infolge der Massenträgheit der angestoßenen Platten liefert also keinen nennenswerten Beitrag zur Beanspruchung.

Dabei liegt am Ende des linearen Anstiegs der Dehnungen die aus den Kraft-Zeit-Diagrammen entnommene Kraft für dynamisch geprüfte Platten der Serie 4 etwa bei $P = 39 \text{ kN}$ (4 Mp) und im Vergleich hierzu bei statisch geprüften Platten bei etwa $P = 25 \text{ kN}$ (2,5 Mp); die Dehnungen betragen dabei in der oberen Lage $\epsilon_{e3\text{dyn}} \gtrsim 2 \text{ ‰}$ bzw. $\epsilon_{e3\text{stat}} \approx 1,4 \text{ ‰}$, siehe Anlage 3.34, entsprechend der bei kaltverformten Stählen der Güte BSt 420/500 vorhandenen Grenze des linear-elastischen Bereiches.

Ein Vergleich der Betonstauchungen am Plattenrand in Seitenmitte, siehe Anlage 3.35, zeigt zum Zeitpunkt des Bruches bei dynamischer Beanspruchung nur geringe Unterschiede zwischen den beiden Hauptrichtungen, also ein wesentlich gleichmäßigeres Tragverhalten als bei statisch geprüften Platten, bei denen der Beginn des "Zusammenfaltens" - Hauptbruchlinien parallel zur unteren Bewehrungslage - deutlich zu erkennen ist. Bei geringerer Belastung, z.B. zum Zeitpunkt der maximalen Betonstauchungen in den Viertelpunkten, sind Unterschiede im Tragverhalten noch nicht nachzuweisen.

Insgesamt hat sich bei der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten gezeigt:

1. Annähernd allseitig gelenkig gelagerte, mittig durch eine Einzel- last beanspruchte Stahlbetonplatten mit extrem weitmaschiger Bewehrung ($e > 3 d$) werden erst oberhalb der rechnerischen Biegetraglast durchstanzt. Für diesen Effekt sind vermutlich statisches System und Plattendicke von größerer Bedeutung als die Bewehrungsführung. Eine rechnerische Abschätzung dieser Zusammenhänge - ggf. im Vergleich mit anderen experimentellen Untersuchungen /10/ - wird empfohlen.
2. Wie die Ergebnisse an 4-Punkt-gestützten Platten ergaben, kann bei Dehngeschwindigkeiten von maximal ca. $150 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{s}$ eine dynamische Steigerung der Tragfähigkeit von höchstens 10 % erwartet werden, die auf die infolge erhöhter Beanspruchungsgeschwindigkeit veränderten Materialeigenschaften zurückzuführen ist.

Für Katastrophenlasten bemessene Stahlbetonplatten besitzen eine Verbügelung. Deshalb kann insbesondere aus der Traglast der hier untersuchten dünnen Platten, deren Querschnitt keine Verbügelung erlaubte, nur grob auf die Traglast dicker Platten geschlossen werden.

Das Tragverhalten der untersuchten dünnen Platten zeigte in beiden Bewehrungsrichtungen häufig nennenswerte Unterschiede. Isotropie bezüglich der Momententraglast konnte nur selten erreicht werden: Die Platten versagen

als eindimensionale Tragwerke durch Zusammenfallen längs einiger sich im plastischen Bereich zunehmend öffnender paralleler (!) Hauptbruchlinien.

Aus diesen Gründen wurde es anstelle weiterer Untersuchungen an dünnen Stahlbetonplatten für zweckmäßig und vordringlich gehalten, am Verbundquerschnitt einachsial beanspruchter Bauteile den Einfluß der Materialeigenschaften in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit und -dauer zu studieren und zu prüfen, inwieweit dieser Einfluß auf die Eigenschaften der Baustoffe Stahl und Beton zurückgeführt werden kann.

4. Untersuchungen an Stahlbetonbalken

Die Untersuchungen des Verbundquerschnitts einachsialer Bauteile wurden an Einfeldbalken bei Beanspruchung mit konstantem Biegemoment im mittleren Drittel der Stützweite durchgeführt. Die gewählten Balkenabmessungen und -Bewehrungsvarianten wurden zuvor rechnerisch im Hinblick auf eine optimale Ausnutzung der Prüfeinrichtung abgeschätzt. Es gelang, kürzere Lastanstiegszeiten als Eigenschwingungsdauern zu erreichen - bei Lastanstiegszeiten ≥ 5 ms -, und somit in den quasistatischen Beanspruchungsbereich vorzudringen. Die erreichten Beanspruchungsgeschwindigkeiten bei Stahl und Beton (maximal etwa 450 °/oo/s) entsprechen bereits den bei Penetrationsversuchen erreichten Werten /10/.

Im Untersuchungsprogramm war zunächst vorgesehen, in sechs Balkenserien neben Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser auch die Stahlgüte zu variieren und neben BSt 420/500 auch Spannstahl und Litze St 1570/1770 (7 Ø 3 mm o.ä.) als schlaaffe Bewehrung einzubeziehen. Eine Nachrechnung zeigte jedoch, daß die Verankerungskräfte nicht ausgereicht hätten: Bei den zu prüfenden relativ kurzen Balken wären die hochfesten Stähle - ohne zusätzliche äußere Verankerung - bereits vor dem Erreichen der Traglast zum Gleiten gekommen. Untersuchungen an Balken mit äußerer Verankerung der Spannstähle hätten jedoch wiederum keine verallgemeinerungsfähigen Aussagen ermöglicht. Außerdem hätten derartige Balken-Tragglieder mit der vorhandenen Prüfeinrichtung nur bis wenig über die Streckgrenze hinaus belastet werden können, keinesfalls aber bis zum Bruch. In Anbetracht der begrenzten finanziellen Mittel und der für vordringlich gehaltenen Untersuchung der Biegedruckzone ausmittig schnell beanspruchter Betonprismen wurde daher auf eine Einbeziehung hochfester Stähle verzichtet.

4.1. Versuchsbalken

In 4 Versuchsserien wurden insgesamt 20 im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau hergestellte Balken (5 Balken je Serie) mit den Abmessungen nach Bild 4.1 geprüft. Bewehrt waren sie mit Stählen der Güte BSt 420/500 RK, wobei sich Durchmesser, Stabanzahl je Versuchskörper und Bewehrungsgehalt serienweise änderten (Tabelle 4.1.).

B a l k e n		B e w e h r u n g			
Serie-Nr.	Balken-Nr.	Durchmesser der Bewehrungsstäbe in mm	Stabanzahl je Versuchskörper	Querschnitt der Bewehrungsstäbe F_e in cm^2	$\mu = \frac{F_e}{F_b}$ in %
1	1.1...1.5	14	2	3,08	0,96
2	2.1...2.5	10	4	3,14	0,98
3	3.1...3.5	12	2	2,26	0,71
4	4.1...4.5	8	4	2,01	0,63

Tabelle 4.1: Bewehrung der Versuchsbalken

Mit der Begrenzung des Bewehrungsgehaltes auf den angegebenen Bereich sollte erreicht werden, daß in jedem Falle zuerst die Zugzone der Balken versagt, weil in Voruntersuchungen festgestellt worden war, daß das Tragverhalten bei Kurzzeitbeanspruchung überwiegend durch den Bewehrungsstahl beeinflusst wird. Zudem haben schwach bewehrte Bauteile niedrigere Eigenfrequenzen ("weichere" Systeme) und damit längere Eigenschwingungszeiten, was im Hinblick auf die eingangs erläuterte Aufgabenstellung zu günstigeren Verhältnissen t_1/t_e führt. Ausführliche Angaben hierzu sowie die Zusammenstellung der wesentlichen Meßergebnisse enthält Anlage 4.1.

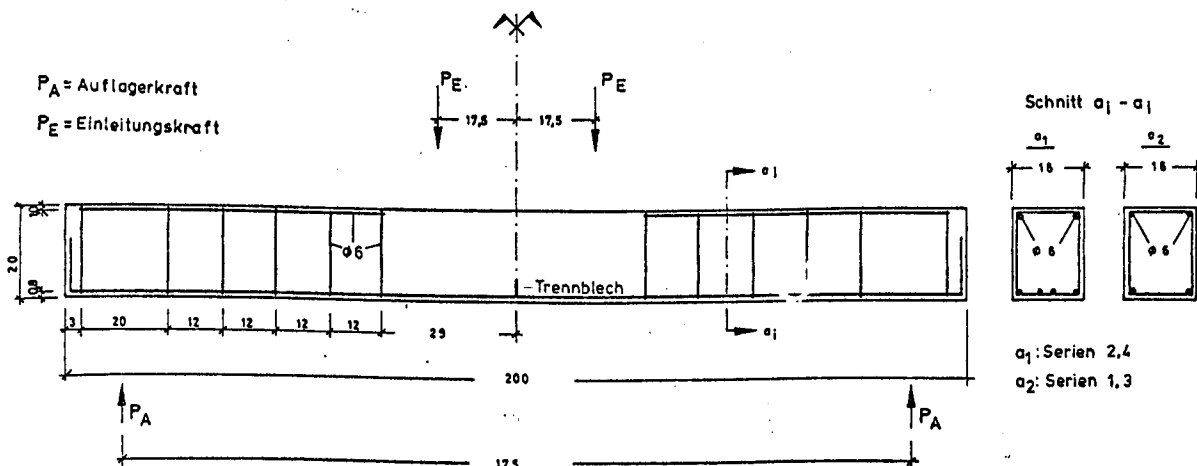


Bild 4.1: Abmessungen und Bewehrung

Im mittleren querkraftfreien Bereich wurde auf eine Verbügelung verzichtet. Die zwischen Auflager- und Lasteinleitungspunkten angeordnete überdimensionierte Schubbewehrung sollte dort Schäden vor Eintritt des Bruches mit Sicherheit ausschließen.

Durch Einbau eines Trennbleches (Höhe $\approx 8,0$ cm) in Balkenmitte oberhalb der Biegezugbewehrung sollte ein Riß und damit der Bruchquerschnitt vorgegeben werden.

Alle Versuchskörper wurden aus einem Beton der Güte B 25 hergestellt. Der Wasserzementwert betrug 0,8, das Größtkorn maß 16 mm, pro m³ Beton wurden 234 kg PZ 35 F (Teutonia) verwendet. Die Sieblinien der Zuschlaggemische sind in Anlage 4.2 aufgetragen und liegen im nach DIN 1045 "brauchbaren" bzw. "günstigen" Bereich.

Alle Prüfkörper einer Serie (Balken, Prismen und Würfel) wurden stets aus einer Beton-Mischung hergestellt. Die Lagerung bis zum Prüftage erfolgte im Klimaraum bei Normalbedingungen. (Raumtemperatur 20 °C, rel. Luftfeuchte 65 %)

Druckfestigkeiten wurden 28 Tage nach Herstellung und am Prüftage an je 3 Würfeln mit 20 cm Kantenlänge ermittelt. Die Mittelwerte der Festigkeiten sind Tabelle 4.2 zu entnehmen.

Serie Nr.	β_{w28} N/mm ²	Alter der Würfel am Prüftage	β_w am Prüftage N/mm ²	$\frac{\beta_w}{\beta_{w28}}$
1	30,1	56	33,6	1,12
2	29,2	56	31,9	1,09
3	26,5	132	30,6	1,15
4	27,0	125	30,4	1,13

Tabelle 4.2: mittlere Würfeldruckfestigkeiten

4.2. Versuchsaufbau und Meßeinrichtung

Alle Balken waren statisch bestimmt gelagert, die Stützweite betrug 1,75 m. Zur Vermeidung lokaler Überbeanspruchungen wurden im Auflagerbereich an der Balkenunterseite druckverteilende Metallplatten geklebt.

Die Belastung erfolgte mit der bereits in Abschnitt 2 beschriebenen HYDROPULS-Anlage.

Die Kolbenkraft wurde über eine Traverse in zwei auf die Balken wirkende Einzellasten aufgespalten, so daß sich die in Bild 4.2 dargestellte Momenten- und Querkraftverteilung einstellte. Einen Überblick über die Belastungskonstruktion gibt Anlage 4.3.

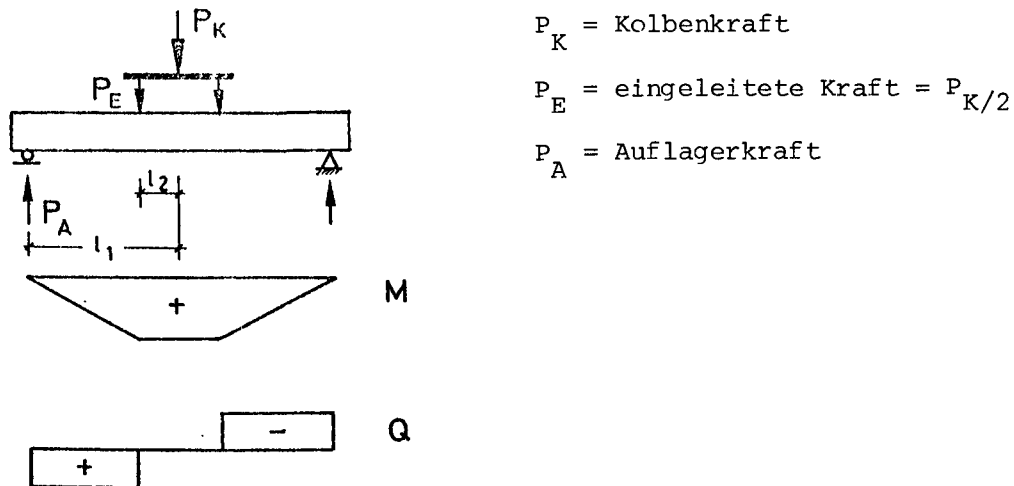


Bild 4.2: Momenten- und Querkraftverteilung

Bei jedem Balken wurden, wie in Bild 4.2 dargestellt,

- die Kolbenkraft P_K
- die eingeleitete Kraft P_E und
- die Auflagerkraft P_A

gemessen; damit ist eine Abschätzung der Trägheitskräfte auf einfache Weise möglich.

Neben dem Kolbenweg wurden die Balkendurchbiegungen in sechs symmetrisch zur Mittelachse angeordneten Punkten unter Verwendung von Weggebern mit einem Meßweg zwischen 10 mm (nahe den Auflagern) und 50 mm (im mittleren Balkenbereich) ermittelt.

In Balkenmitte (Sollbruchquerschnitt) wurden die Stahldehnungen (zwei 6 mm DMS auf die zuvor geglättete Stahloberfläche jedes Bewehrungsstabes geklebt) und die Betonstauchungen der Biegedruckzone (mehrere 60 mm DMS) aufgezeichnet. (Bild 4.3)

Für den Fall eines Versagens einzelner Dehnmeßstreifen wurden zusätzlich auf jeder Balkenseite in Höhe der Zugbewehrungsstäbe und im Abstand von 5 cm vom

oberen Rand je ein induktiver Weggeber angeordnet. (Bild 4.3)

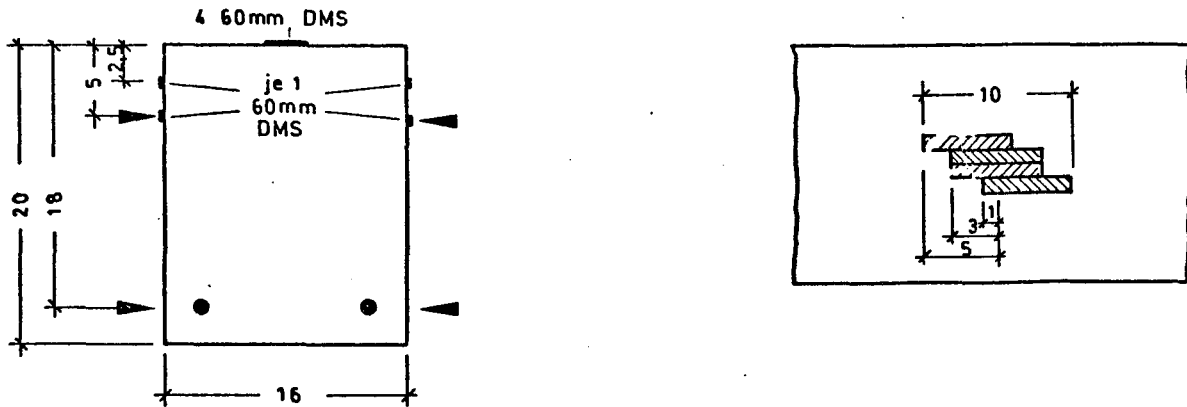


Bild 4.3: Anordnung der induktiven Weggeber (►) und der Dehnmeßstreifen in der Biegedruck- und Zugzone des Sollbruchquerschnittes

Die relative Durchbiegung Δw des Balkenmittelpunktes wurde zur späteren Ermittlung der Krümmung mit der in Bild 4.4 dargestellten Meßanordnung bestimmt.

Zur Registrierung der zeitabhängigen Belastungs- und Verformungsgrößen standen nunmehr 2 Lichtstrahloszillografen mit insgesamt 24 Meßkanälen zur Verfügung. Auf die Vorteile einer kontinuierlichen Meßwertaufzeichnung mit hoher zeitlicher Auflösung und großer Registrierdauer sei nochmals hingewiesen: Unstetigkeiten im zeitlichen Verlauf der Meßgrößen treten deutlich hervor, insbesondere kann ein Rutschen der DMS bei großen Dehnungen frühzeitig erkannt werden.

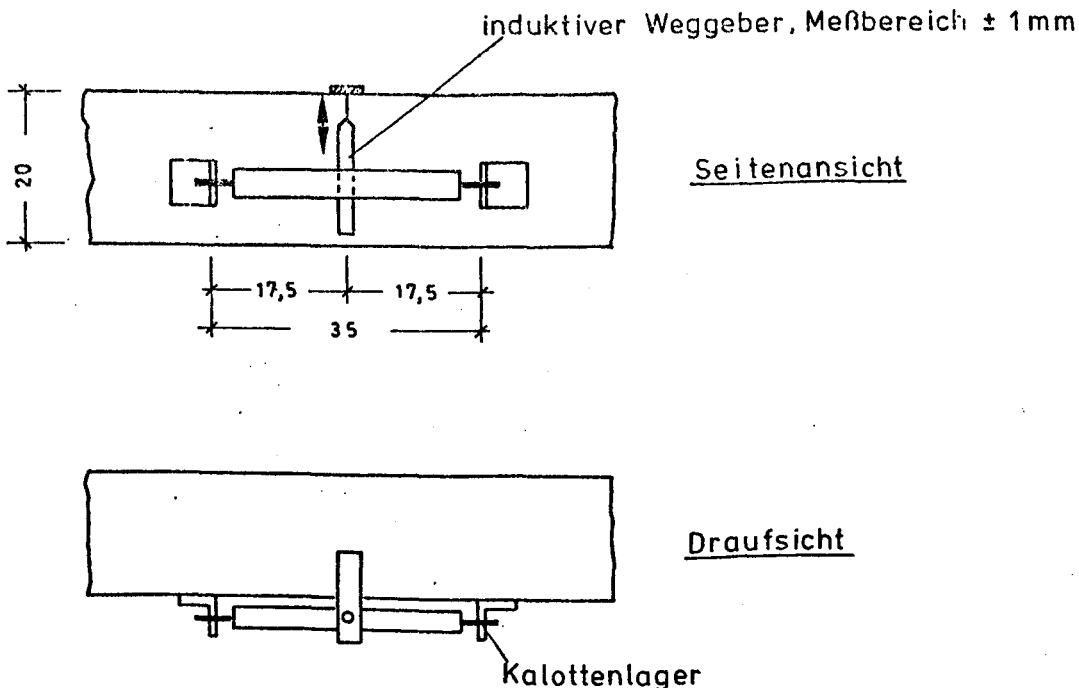


Bild 4.4: Meßeinrichtung zur Bestimmung der relativen Durchbiegung des Sollbruchquerschnittes

4.3. Versuchsdurchführung

Das Versuchskonzept sah für jede Serie vor, außer der Ermittlung der Tragfähigkeit bei sehr niedriger bzw. anlagebedingt höchster Belastungsgeschwindigkeit weitere Balken mit Lasten zwischen diesen beiden Grenzwerten möglichst schnell zu beanspruchen und die ggf. nach einer Laststandzeit von 5 Minuten noch vorhandene Tragreserve unter statischer Belastung zu ermitteln. Dementsprechend wurden die fünf Balken einer Serie nach dem folgenden Versuchsplan untersucht:

1. Versuch mit langsamer Belastung ($\dot{\epsilon}_e \approx 0,01 \text{ }^\circ/\text{oo/s}$) bis zum Bruch zur Ermittlung der statischen Traglast der Balken,
2. Versuch mit schneller Belastung ($\dot{\epsilon}_e \approx 40 \dots 300 \text{ }^\circ/\text{oo/s}$) bis zum Bruch zur Ermittlung der dynamischen Traglast der Balken,
3. Versuche mit höchsten Belastungsgeschwindigkeiten ($\dot{\epsilon}_e \approx 15 \dots 460 \text{ }^\circ/\text{oo/s}$) und einer Lasthöhe zwischen statischer und dynamischer Traglast zur Ermittlung der größtmöglichen Belastungsdauer bis zum Bruch (Standzeit $t_s = t_{\text{Bruch}} - t_1$)

Im Gegensatz zur Durchführung der Plattenversuche im ersten Versuchsabschnitt wurde hier also jeder Probekörper nur einmal belastet.

Abgesehen von der Belastungsgeschwindigkeit war der Versuchsablauf bei allen Balkenprüfungen gleich:

Zunächst wurden die Balkeneigenfrequenzen durch Stoßanregung des Balkens und Messung der Eigenschwingungsdauer mit einem Geschwindigkeitsaufnehmer bestimmt; erst ohne (t_{e0}), in einem zweiten Durchgang mit der Belastungskonstruktion (t_{em}). Die ermittelten Werte sind mit in Anlage 4.1 angegeben. Bild 4.5 vermittelt beispielhaft einen Eindruck von der Versuchsdurchführung; ein Beispiel für die Meßwertaufzeichnung – zugleich auch für den Belastungsverlauf – bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit ($\epsilon_e \approx 420 \text{ }^\circ/\text{oo/s}$; $\epsilon_b \approx 380 \text{ }^\circ/\text{oo/s}$) ist in Anlage 4.4 wiedergegeben.

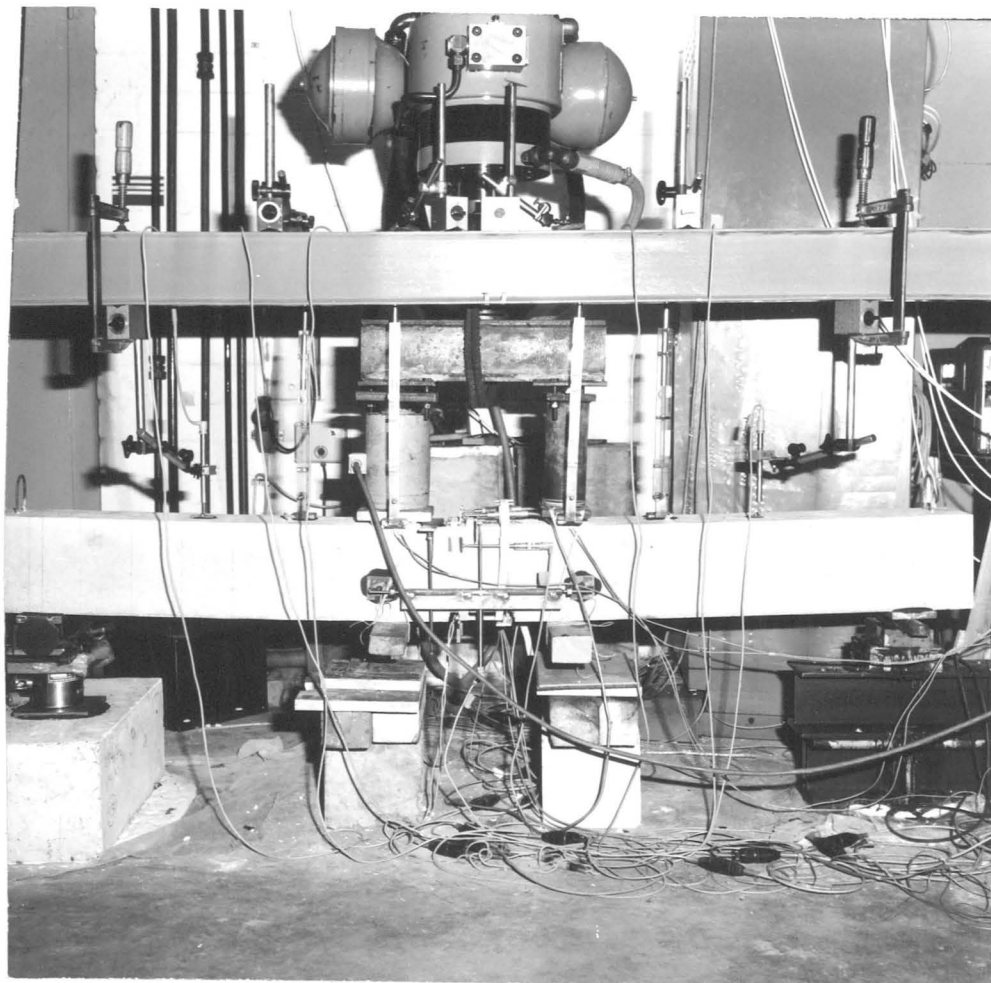


Bild 4.5: Beispiel zur Versuchsdurchführung

Nach Beendigung des Versuches lt. Versuchsplan wurden die aufgetretenen Risse nachgezeichnet und der Balken fotografiert (Anlagen 4.5 bis 4.8).

Von drei Ausnahmen abgesehen, lag der Bruchquerschnitt - wie durch Vorgabe des Risses vorausgeplant - in Balkenmitte. In allen Fällen rissen die Zugbewehrungsstäbe, da ihre Bruchdehnung überschritten wurde. Deutliche Zerstörungen der Biegedruckzone waren nur bei den höher bewehrten Balken feststellbar. Bei den genannten Ausnahmen brachen die Bauteile unter einem der beiden Lasteinleitungszylinder, also immer noch im maximalen Beanspruchungsbereich.

4.4. Auswertung

Die gewonnenen Meßwerte waren zunächst aufzubereiten, um aus ihnen die charakteristischen Größen zu ermitteln. Diese Auswertungen werden nachfolgend zum besseren Verständnis der in Abschnitt 5 wiedergegebenen Meßergebnisse erläutert.

4.4.1. Ermittlung der Momente im Bruchquerschnitt

Für die statische Belastung bestimmt sich das Moment im Bruchquerschnitt zu

$$M = P_A \cdot l_1 - P_E \cdot l_2. \quad (\text{Bild 4,2})$$

Bei schneller Belastung treten aber zu Beginn der Belastungsphase abhängig von der Steifigkeit des Balkens und der Höhe der Beschleunigungen Trägheitskräfte auf, die u.U. sogar zu einem kurzzeitigen Abheben des Balkens von den Auflagerpunkten führen können. Dem zeitlichen Verlauf von Einleitungs- und Auflagerkraft (in Anlage 4.9 exemplarisch dargestellt für den Versuch 1.2) ist zu entnehmen, daß die Trägheitskräfte nach ca. 30 ms abgebaut waren und anschließend (wieder) statische Verhältnisse (d.h. $P_A = P_E$) vorlagen.

Wird die Differenz zwischen gemessenen Auflager- und Einleitungskräften als Resultierende der Trägheitskräfte interpretiert, so lassen sich diese - unter der Annahme, daß ihre Verteilung proportional zur Biegelinie infolge Eigengewicht verläuft /17/-näherungsweise als zusätzliche äußere Belastung (Streckenlast) auffassen und entsprechend bei der Ermittlung der Momente berücksichtigen.

4.4.2. Ermittlung der Verformungsfläche

Bei hohen Beanspruchungen sind die Risse in der Zugzone der Balken nicht gleichmäßig über die Länge verteilt; außerdem erfolgt eine Krümmungsabnahme zwischen den Rissen. Daher ist es sinnvoll, anstelle der von diesen Einflüssen abhängigen Mittendurchbiegung, die an den einzelnen Stellen gemessenen Durchbiegungen der Biegeverformungsfläche aufzusummieren, vgl. auch /18/.

Die belastungsabhängigen Verformungsflächen werden somit als Flächeninhalte zwischen den jeweils gemessenen Biegelinien und der Nullage des Balkens vor Belastungsbeginn definiert. Bei der Auswertung wurde die Biegelinie durch einen Polygonzug zwischen sechs äquidistanten Durchbiegungspunkten und den beiden Auflagerpunkten angenähert.

4.4.3. Ermittlung der mittleren Betondruckspannung

Die mittlere Betondruckspannung der Balkenbiegedruckzone läßt sich mit der Gleichung

$$\sigma_M = \frac{D_b}{b \cdot x} \quad \text{bestimmen, wobei}$$

D_b = Biegedruckkraft
 b = Bauteilbreite
 x = Höhe der Biegedruckzone bedeuten.

Die Höhe der Biegedruckzone x kann aus den gemessenen Stauchungen der Druckzone unter Annahme des Ebenbleibens dieses Querschnittsbereiches bestimmt werden.

Die Biegedruckkraft kann nicht direkt bestimmt werden, muß jedoch aus Gleichgewichtsgründen gleich der Stahlzugkraft sein:

$$D_b = -Z, \quad Z = f(\epsilon, \dot{\epsilon})$$

Diese läßt sich grundsätzlich aus den im betrachteten Querschnitt gemessenen Stahldehnungen ϵ_e über $Z = \sigma(\epsilon) \cdot F_e$ (bei bekannter σ - ϵ -Beziehung) bestimmen. Die zum Anbringen von Dehnmeßstreifen erforderliche Glättung der Stahloberfläche führt aber zu einer verringerten Querschnittsfläche, die durch Bestimmung der Querschnittsabmessungen nur ungenau abzuschätzen ist; deshalb wurde zur Ermittlung dieser Fläche - und damit der Biegedruckkraft - folgender Weg beschritten:

Im elastischen Bereich ergibt sich die Stahlzugkraft zu

$$Z = E \cdot \epsilon \quad \text{mit} \quad E \approx 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

Die Resultierende der Betondruckspannungen liegt im unteren nahezu linear-elastischen σ_M - ϵ_b -Bereich im Abstand $\frac{x}{3}$ vom Druckrand, der Hebelarm der inneren Kräfte ergibt sich deshalb zu $z = h - \frac{x}{3}$ (h = Abstand der Achse der Bewehrungsstäbe vom oberen Rand = statische Höhe).

Bei bekanntem äußerem Moment M errechnet sich nun die geschwächte Stahlquerschnittsfläche zu:

$$F_e = \frac{P}{\sigma} = \frac{P}{\epsilon \cdot E} = \frac{M}{(h - \frac{x}{3}) \cdot \epsilon \cdot E}$$

Damit läßt sich unter Zuhilfenahme der in Zugversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Abschnitt 5.1.) zu jedem gemessenen Dehnwert die Stahlzugkraft zu $Z = \sigma(\epsilon, \dot{\epsilon}) \cdot F_e$ und damit die Betondruckkraft und die mittlere Betondruckspannung bestimmen.

4.4.4. Ermittlung der "mittleren Krümmung"

Im einfachsten Fall ermittelt sich die Krümmung eines Querschnitts aus den gemessenen Dehnungen zu

$$\kappa = \frac{\epsilon_e + \epsilon_b}{h}$$

Diese Gleichung setzt aber ein Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes voraus, was beim Fließen der Bewehrung nicht mehr der Fall ist /13/. Deshalb wurde eine "mittlere Krümmung" unter Anwendung des Differenzenverfahrens zu

$$\kappa_m = \frac{2 \cdot \Delta w \cdot h}{l^2}$$

ermittelt; dabei bedeuten:

- | | |
|------------|--|
| Δw | die Durchbiegungsdifferenz des betrachteten Querschnitts zu zwei benachbarten Querschnitten, |
| l | der Abstand der Nachbarquerschnitte zu dem betrachteten Querschnitt und |
| h | die statische Höhe des Balkens |

4.5. Meßergebnisse

Die bei den Versuchen gemessenen Belastungsgeschwindigkeiten, Maximallasten, Laststandzeiten, Lastanstiegszeiten, Eigenfrequenzen, Eigenschwingungszeiten Dehngeschwindigkeiten und Verformungsflächen kurz vor Erreichen des Bruches sind in Anlage 4.1 zusammengestellt.

Im folgenden werden die Versuchsergebnisse aller Balkenserien ausführlich diskutiert; sämtliche Ergebnisse sind in den Anlagen 4.10 bis 4.33 zusammengestellt.

4.5.1. Last-Zeit-Verlauf

Der Verlauf der Kolbenkraft in Abhängigkeit von der Zeit ist in den Anlagen 4.10 bis 4.13 angegeben. Für den statischen Versuch gilt dabei auf der Abszissenachse der Sekundenmaßstab.

Bei schneller Belastung sind der Kolbenkraft Eigenschwingungen als Folge der Trägheitskräfte überlagert. Durch eine technische Maßnahme gelang es, die Balken, an denen ein Standzeit-Einfluß studiert werden sollte, noch schneller zu beanspruchen als die schnell und bis zu Bruch zügig belasteten Balken; hierbei mußte allerdings ein Überspringen bei Übergang von Belastungsanstieg zu Lastkonstanz hingenommen werden. Ohne technische Kniffe konnte eine Belastungsgeschwindigkeit von max. 2500 kN/s, mit Zusatzmaßnahmen von mehr als 10.000 kN/s erreicht werden. Den Einfluß der Geschwindigkeit erkennt man am besten bei

Serie 3 und 4, deren Last-Zeit-Verlauf für die einzelnen Balken auf den Anlagen 4.12 und 4.13 für einen größeren Zeitbereich als auf den entsprechenden Anlagen der anderen Serien wiedergegeben ist.

4.5.2. Momenten-Verformungs-Beziehungen

Den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten der Balken zeigen die Anlagen 4.14 bis 4.17. Danach nimmt im elastischen Bereich die Verformungsfläche mit steigender Beanspruchungsgeschwindigkeit bei gleichem äußeren Moment ab. Beispielsweise werden bei konstantem äußeren Moment (10 kN) um bis zu 27 % geringere Verformungsflächen - bezogen auf den zugehörigen statischen Wert - gemessen (Tabelle 4.3). Dagegen wachsen die Verformungen zum Bruchzeitpunkt mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit stark an (vgl. Anlage 4.1). Ein Einfluß des allerdings nur wenig variierenden Bewehrungsgehaltes ist in beiden Fällen nicht feststellbar.

Versuch Nr.	t_1/t_{em}	P in kN/s	μ in %	$\frac{v_{dyn} (cm^2)}{v_{stat} (cm^2)}$
3.2	5,3	800	0,71	0,88
3.3	65,4	470	0,71	0,88
3.4	0,31	12 550	0,71	0,73
3.5	0,26	14 350	0,71	0,73
4.2	$\approx 5,6$	970	0,63	0,79
4.3	5,9	600	0,63	0,83

Tabelle 4.3: Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verformungsfläche

4.5.3. Momenten-Dehnungs-Beziehungen

Für die Zugzone stellen die Anlagen 4.18 bis 4.21 den Zusammenhang zwischen äußerem Moment und Stahldehnung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit dar. Im elastischen Bereich ist kein Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit zu erkennen, was auf den dehngeschwindigkeitsunabhängigen Elastizitätsmodul von Stahl zurückzuführen ist. Hingegen zeichnet sich im Anfangs-Fließbereich vielfach eine mit steigender Dehngeschwindigkeit zunehmende Dehngrenze der Stähle (Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung) ab, ein Ergebnis, das durch die parallel vorgenommenen Zugversuche an Bewehrungsstählen bestätigt werden konnte. (siehe auch Abschnitt 5.1.).

Die Betonrandstauchungen nehmen bei gleicher Belastungshöhe mit steigender Verformungsgeschwindigkeit ab, der Beton reagiert schon im unteren, nahezu linear elastischen Bereich auf Änderungen der Dehngeschwindigkeit (Anlagen 4.22 bis 4.25). Dies ist, wie Materialuntersuchungen an Betonprismen bestätigten, auf einen mit der Dehngeschwindigkeit steigenden Elastizitätsmodul und zunehmenden Elastizitätsbereich des Betons zurückzuführen (vgl. Abschnitt 5.2.5.).

4.5.4. Mittlere Betondruckspannungen

Die Anlagen 4.26 bis 4.29 verdeutlichen die bei gleicher Randstauchung mit steigender Dehngeschwindigkeit zunehmende mittlere Betondruckspannung und die schon bei geringen Belastungen meßbare Abhängigkeit der Werte von der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Dabei zeigte sich im plastischen Bereich eine mit zunehmender Dehngeschwindigkeit wachsende Verformbarkeit ($\hat{=}$ Zunahme der Bruchverformungen) (z.B. Anlage 4.24). Leider ließ die Auflösung der Registerschriebe eine Auswertung bei den höchsten Beanspruchungsgeschwindigkeiten nicht zu.

4.5.5. Momenten-Krümmungs-Beziehung

Die Auswirkungen, die das Materialverhalten von Stahl und Beton auf das Gesamtbau teil haben, veranschaulichen die in den Anlagen 4.30 bis 4.33 dargestellten Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Bruchquerschnitts. Aus den Diagrammen läßt sich im elastischen Bereich der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Materialverhalten von Beton, im plastischen Bereich zusätzlich der Einfluß auf das des Stahles ablesen. Deutlich wird, daß die Abnahme aller Verformungsgrößen mit steigender Belastungsgeschwindigkeit schon bei geringen Beanspruchungen ausschließlich auf das Verhalten des Betons zurückzuführen ist.

4.5.6. Einfluß des Bewehrungsgehaltes

Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt wird das Bauteil steifer, deshalb nehmen die Eigenfrequenzen zu, die Verformungen (Durchbiegungen, Dehnungen, Krümmungen) bei gleicher Belastung ab. Zusätzlich ist aber bei dynamisch beanspruchten Bauteilen noch der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Baustoffe zu beachten:

Bei schwach bewehrten Bauteilen wird ein Versagen durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe ausgelöst, Traglaststeigerungen sind auf die höheren Festigkeiten von Stahl - oberhalb der Dehn- oder Streckgrenze, siehe

Abschnitt 5.1. - und von Beton zurückzuführen. Bei hoch bewehrten Bauteilen tritt der Bruch durch Überschreiten der Druckfestigkeit der Biegedruckzone ein; Traglaststeigerungen sind nur auf Festigkeitssteigerungen des Betons zurückzuführen.

Im durchgeführten Forschungsvorhaben wurden ausschließlich schwach bewehrte Bauteile untersucht, bei denen die Festigkeitssteigerungen der Baustoffe Stahl und Beton gleichermaßen in Erscheinung treten. Aber auch das Tragverhalten hoch bewehrter Bauteile, bei denen das von der Beanspruchungsgeschwindigkeit abhängige Verhalten des Baustoffs Beton überwiegt, kann aus diesen Ergebnissen auf einfache Weise abgeschätzt werden.

Die Größe der mit wachsendem Bewehrungsprozentsatz zunehmenden Bauteilsteifigkeit läßt sich bei Vergleich der entsprechenden Diagramme (Anlagen 4.14 bis 4.19) ablesen.

4.6. Untersuchungsergebnisse

Die durch die Balkenversuche gewonnenen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen (siehe u.a. Anlage 4.1).

- 1.) Mit steigender Belastungsgeschwindigkeit wachsen die aufnehmbaren Maximallasten (Traglasten), wobei sich der Einfluß der Geschwindigkeit mit abnehmendem Bewehrungsgehalt ($\mu < \mu_{\text{krit}}$) verstärkt. Die Traglasten der dynamisch beanspruchten Bauteile liegen zwischen 7 % und 22 % höher als die im zugehörigen statischen Versuch ermittelten Werte.
- 2.) Die Verformungsfläche zum Bruchzeitpunkt nimmt bei schneller Beanspruchung erheblich zu.
- 3.) Im elastischen Bereich sind die Bauteilverformungen umso geringer, je kürzer die Lastanstiegszeit ist. Dies ist auf einen vergrößerten Elastizitätsmodul des Betons zurückzuführen.
- 4.) Hohe Ausnutzung der Bauteile, mindestens bis zur statischen Traglast, führt bei hoher Belastungsgeschwindigkeit zu einem erheblich verzögerten Eintritt des Bruches: Es wurden Last-Standzeiten zwischen 380 s und 18'22" ermittelt.

- 5.) Das von der Dehngeschwindigkeit abhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten ist auf einen Anstieg sowohl
- des Beton-Elastizitätsmoduls als auch
 - der Streckgrenze der Bewehrungsstähle
- zurückzuführen.

5. Untersuchungen an Baustoffen

Die Untersuchungen der Festigkeitseigenschaften von Beton und Stahl an ausmittig beanspruchten Prismen bzw. Norm-Zugproben hatten die Klärung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Baustoffe in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit zum Ziel. Insbesondere sollte geklärt werden, inwieweit auch bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit aus den Eigenschaften der Baustoffe auf das Verhalten von Bauteilen geschlossen werden kann. Abweichend von der Konzeption der Balkenuntersuchungen wurden die Baustoffproben zügig bis zum Bruch beansprucht. Über diese Untersuchungen wird nachfolgend ausführlich berichtet.

Zur Ergänzung der Untersuchungen an Stahlbetonplatten wurden an mittig beanspruchten Betonprismen und anderen Prüfkörpern die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Abhängigkeit von der bei den Platten erreichten Beanspruchungsgeschwindigkeit bis zum Bruch ermittelt, siehe Anlagen 5.12 bis 5.14.

5.1. Zugversuche an Bewehrungsstäben

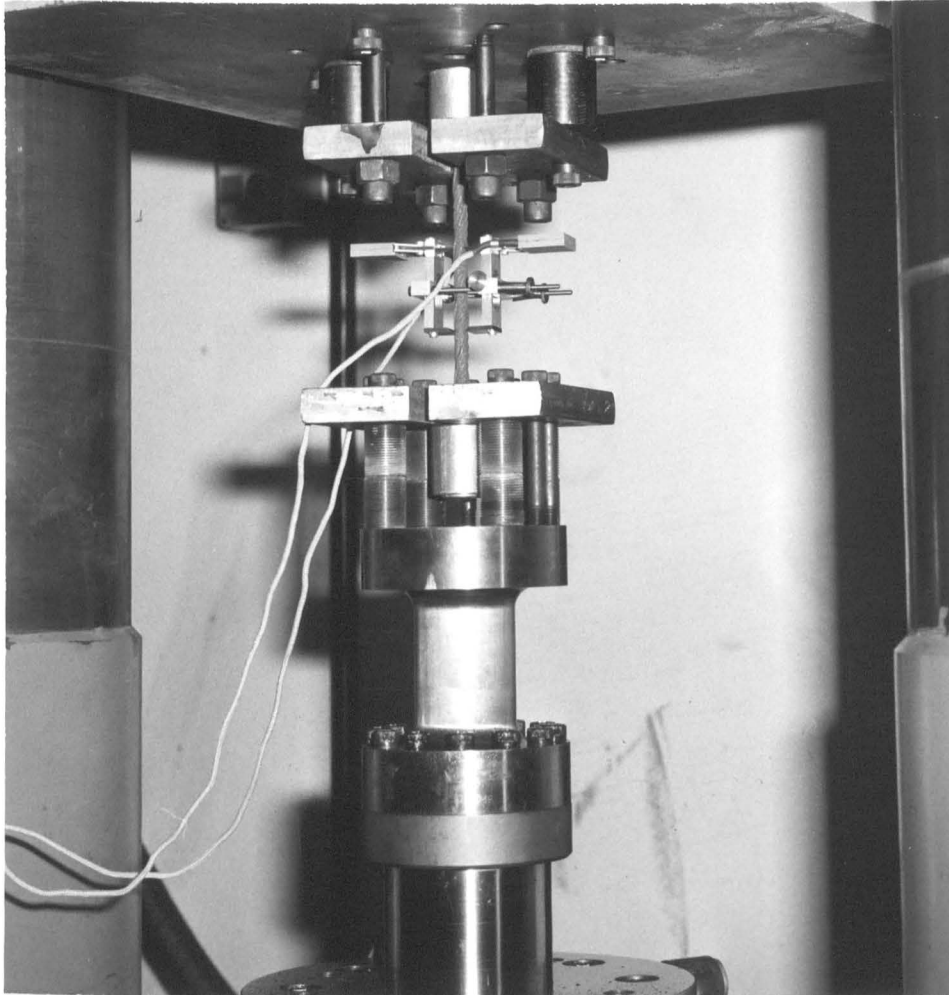
Von jedem der für die Biegezugbewehrung der Balken verwendeten Bewehrungsstäbe wurden mehrere, ca. 30 cm lange Stahlproben untersucht. Von den insgesamt 48 Versuchen wurden 16 statisch gemäß DIN 50 146 und 32 mit Dehngeschwindigkeiten zwischen 80 °/oo/s und 1000 °/oo/s durchgeführt (Tabelle 5.1.).

Stabdurchmesser cm	$\epsilon_e \leq 100$ °/oo/s	$100 < \epsilon_e \leq 200$ °/oo/s	$200 < \epsilon_e \leq 300$ °/oo/s	$300 < \epsilon_e \leq 400$ °/oo/s	$400 < \epsilon_e \leq 500$ °/oo/s	$500 < \epsilon_e \leq 600$ °/oo/s	$\epsilon > 600$ °/oo/s	Maximalwert °/oo/s
0,8	/	3	/	/	1	/	4	1000
1,0	1	3	/	1	3	1	/	530
1,2	2	1	2	1	/	/	/	300
1,4	3	2	/	/	1	/	/	500

Tabelle 5.1: Schematische Angabe zur Durchführung der Stahlzugversuche mit größerer Beanspruchungsgeschwindigkeit

Zur Dehnungsmessung wurde bei den statischen Versuchen ein Aufklemm-Dehnungsaufnehmer (Hottinger Dehnwegaufnehmer DD1), bei den schnellen Versuchen Dehnmeßstreifen (je zwei mit 6 mm Meßgitterlänge pro Stahl) verwendet. Ein Lichtstrahloszillograf registrierte den zeitabhängigen Dehnungs- und Kolbenkraftverlauf, s. Anlage 5.1.

Einen Überblick über die gesamte Prüfanlage erlaubt Bild 5.1:



Die ermittelten geschwindigkeitsabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind, nach Stabdurchmessern geordnet, in den Anlagen 5.2 bis 5.5 zusammengestellt. Dabei mußte die zur Bestimmung der Spannungen erforderliche Stahlquerschnittsfläche aus der Beziehung

$$\sigma = E \cdot \epsilon = P/F, \quad F = P/E \cdot \epsilon,$$

$$\text{mit } E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{und} \quad \epsilon < \epsilon_f; \quad \epsilon_f = \text{Fließdehnung}$$

errechnet werden, weil sich die - durch die Glättung der Stahloberfläche zum Aufbringen der DMS - reduzierte Querschnittsfläche aus dem Stabdurchmesser nur ungenau bestimmen ließ.

Wie die Bilder 5.2 und 5.3 zeigen, erhöht sich die Dehngrenze kaltverformter Stähle mit steigender Dehn- bzw. Belastungsgeschwindigkeit beträchtlich, wobei die von Hjorth /4/ gemessenen Werte die in diesen Versuchen ermittelten noch übersteigen. Er verwendete allerdings Bewehrungsstähle, die auf einen kleineren Durchmesser abgedreht worden waren, woraus Festigkeitssteigerungen resultieren können.

5.2. Druckversuche an Betonprismen

5.2.1. Versuchskörper

Aus der gleichen Betonmischung, die zur Herstellung einer Balkenserie verwendet wurde, sind jeweils 36 Prismen mit den Abmessungen

$$\text{Breite/Dicke/Höhe} = 12,0/7,0/30,0 \text{ cm}$$

hergestellt worden.

Nach dem Ausschalen wurden die Prismen-Stirnflächen planparallel geschliffen. Die Lagerung der insgesamt 144 Prüfkörper bis zum Prüftage erfolgte bei Normal-klima. Das Alter der Prismen am Prüftage ist der folgenden Übersicht zu entnehmen.

lfd. Nr.	Serien-Nr.	Alter am Prüftage
1	1.1 ÷ 1.36	70
2	2.1 ÷ 2.36	84
3	3.1 ÷ 3.36	108
4	4.1 ÷ 4.36	170

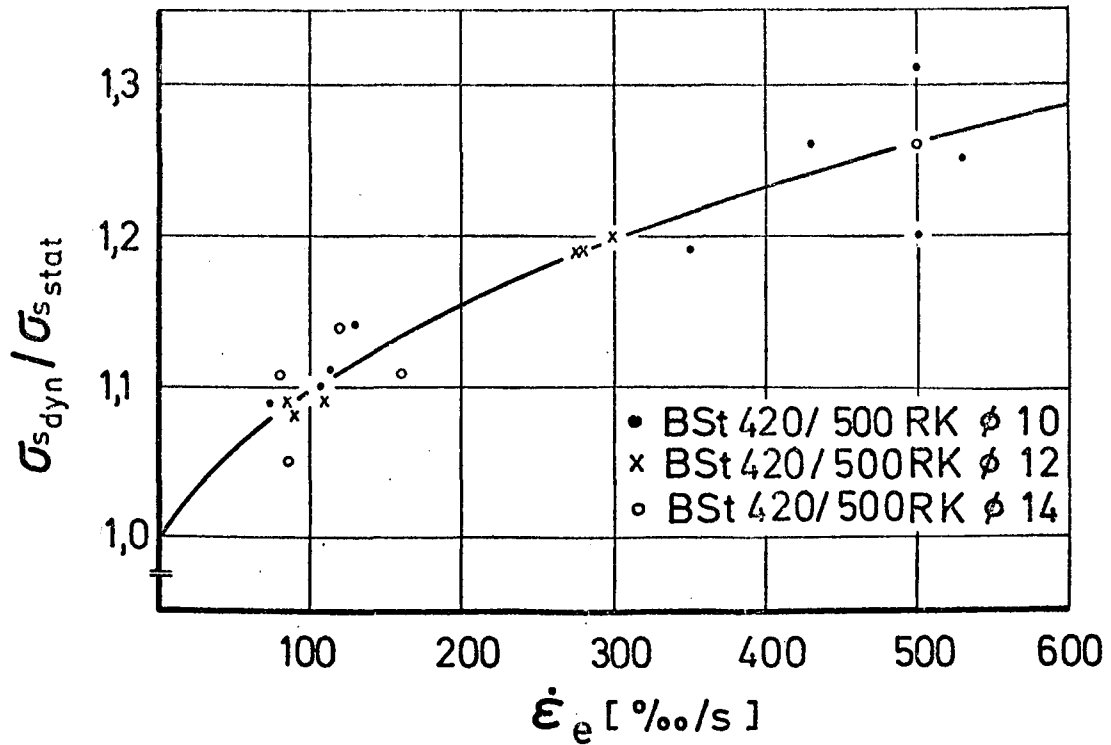


Bild 5.2: Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf die Streckgrenzerhöhung kaltverformter Betonstähle

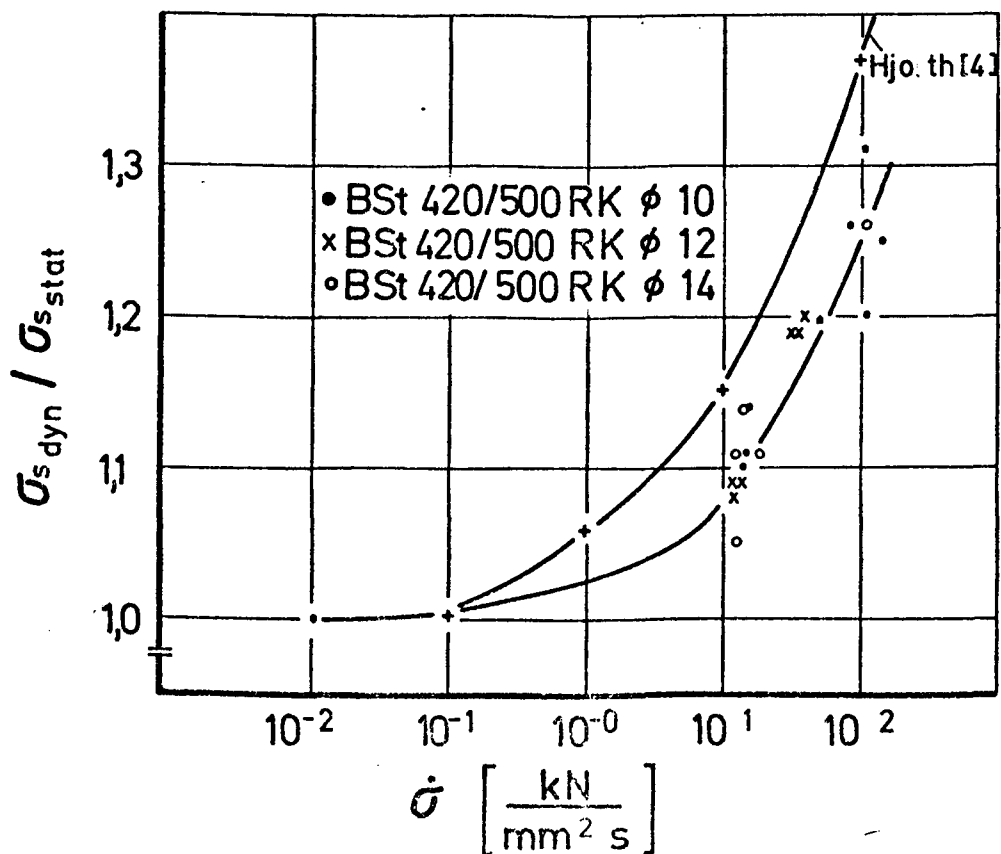


Bild 5.3: Belastungsgeschwindigkeitsabhängiger Anstieg der Dehngrenze kaltverformter Betonstähle; Vergleich der Meßergebnisse mit den Werten von Hjorth

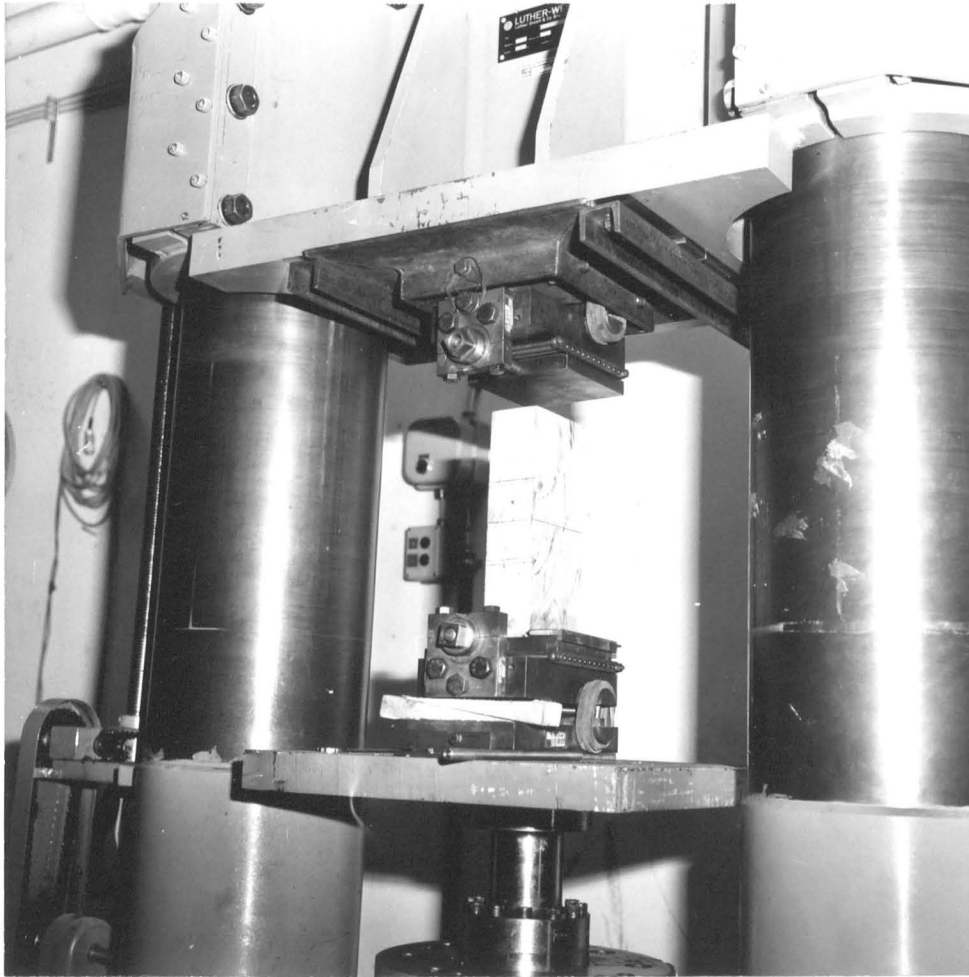


Bild 5.4: Prismenprüfanlage

5.2.2. Versuchsaufbau

Die Prismenprüfanlage ist in Bild 5.4 dargestellt. Anders als bei den Balkenversuchen konnte hier wegen der kleineren Prüfkörperabmessungen eine Prüfeinrichtung mit einem sehr viel steiferen Rahmen verwendet werden, wodurch sich die erreichbare Dehngeschwindigkeit erhöhte. Die Lasten wurden wiederum mit der bereits erläuterten Hydropulsanlage erzeugt. Die Belastungskonstruktion war so konzipiert, daß am Prismenkopf eine linienförmige Lagerung, am Prismenfuß eine Punktlagerung entstand (Bild 5.5).

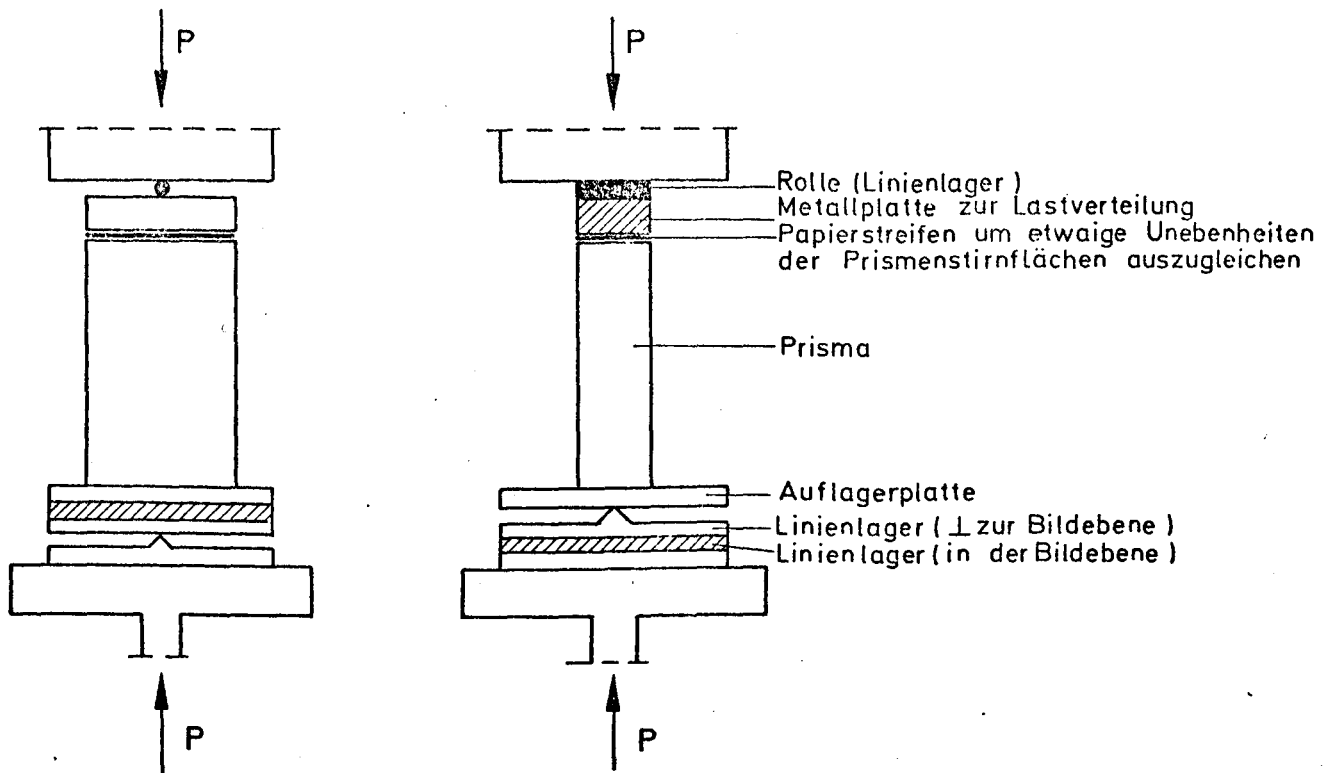
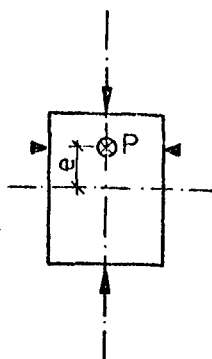


Bild 5.5:

5.2.3. Meßeinrichtung

An allen 4 Prismenlängsseiten wurden die Verformungen in der Lastwirkungsline mit induktiven Weggebern (Serie 1, 2 und 3) bzw. 60 mm langen Dehnmeßstreifen (Serie 4) gemessen (Bild 5.6.). Dabei saßen die Weggeber an zwei im festen Abstand voneinander am Prisma befestigten rechteckigen Aluminiumrahmen (Bild 5.7.). Die so ermittelten Verformungswerte wurden in einer Folgerechnung auf die Prismenoberfläche bezogen. Mit einem Lichtstrahloszillografen wurden Verformungen und Kolbenkraft zeitabhängig registriert.



▼ induktive Weggeber
bzw. DMS

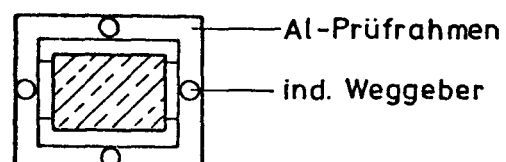
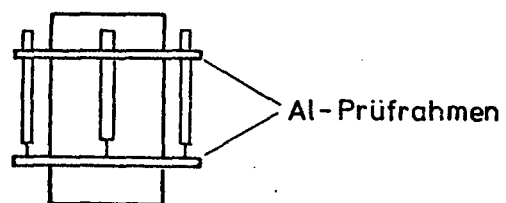


Bild 5.6:

Bild 5.7:

Anordnung der Meßinstrumente

5.2.4. Versuchsdurchführung

Von den 36 Prismen einer Serie wurden 18 dynamisch und 18 statisch belastet. Die Exzentrizität des Lastangriffspunktes betrug bei den Serien 1, 2 und 3:

$$e = 0, 8, 12, 16, 20 \text{ und } 24 \text{ mm;}$$

bei der Prismenserie 4 maß sie 17 bzw. 20 mm. (Bild 5.6). Ein Beispiel für die Meßwertaufzeichnung zeigt Anlage 5.6.

Bei den statischen Versuchen betrug die Versuchsdauer längstens 500 sec, bei den dynamischen trat der Bruch ohne nennenswerte Standzeit nach wenigen Millisekunden ein. Die Bruchbilder einiger Prismen sind in Anlage 5.7 zusammengestellt. Ein Einfluß der Exzentrizität auf den Zerstörungsgrad ist zu erkennen, ein Einfluß der Dehngeschwindigkeit nicht.

5.2.5. Auswertung der Meßergebnisse

Mit der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte läßt sich aus den gemessenen Verformungen die Dehnungsebene und die - bei Exzentrizitäten $e > \frac{d}{6}$ im Querschnitt liegende - Nulllinie ermitteln. Das Verhältnis Kolbenkraft zu Betondruckfläche wird als mittlere Betondruckspannung σ_M definiert und ist in Abhängigkeit von der Randstauchung (Bild 5.8) in den Anlagen 5.8 bis 5.11 aufgetragen. In den Diagrammen sind die Mittelwerte einer Vielzahl von Versuchen dargestellt. Die Bruchverformungen und Bruchspannungen schnell beanspruchter Prismen nehmen deutlich zu. Ein von der Dehngeschwindigkeit abhängiger Anstieg des Elastizitätsmoduls ist im unteren nahezu linear-elastischen Bereich der Kurven zu erkennen.

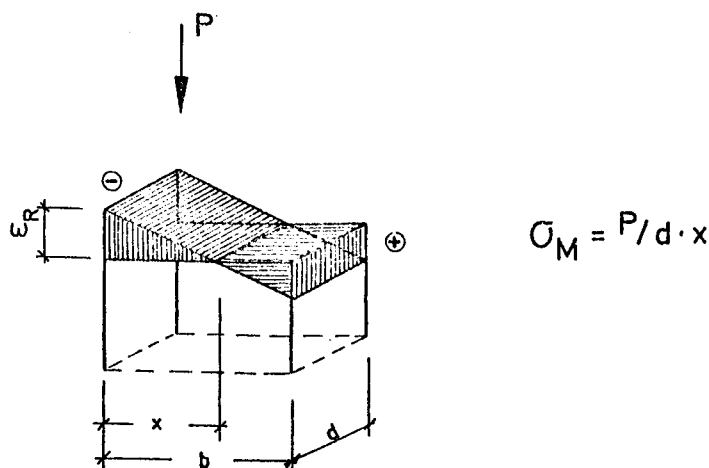


Bild 5.8: Ermittlung der mittleren Betondruckspannungen

Dem Bild 5.9 ist zu entnehmen, daß das Verhältnis der mittleren Druckspannungen $\sigma_{Mdyn}/\sigma_{Mstat}$ bei konstanter Dehngeschwindigkeit unabhängig von der Belastungshöhe nahezu konstant ist.

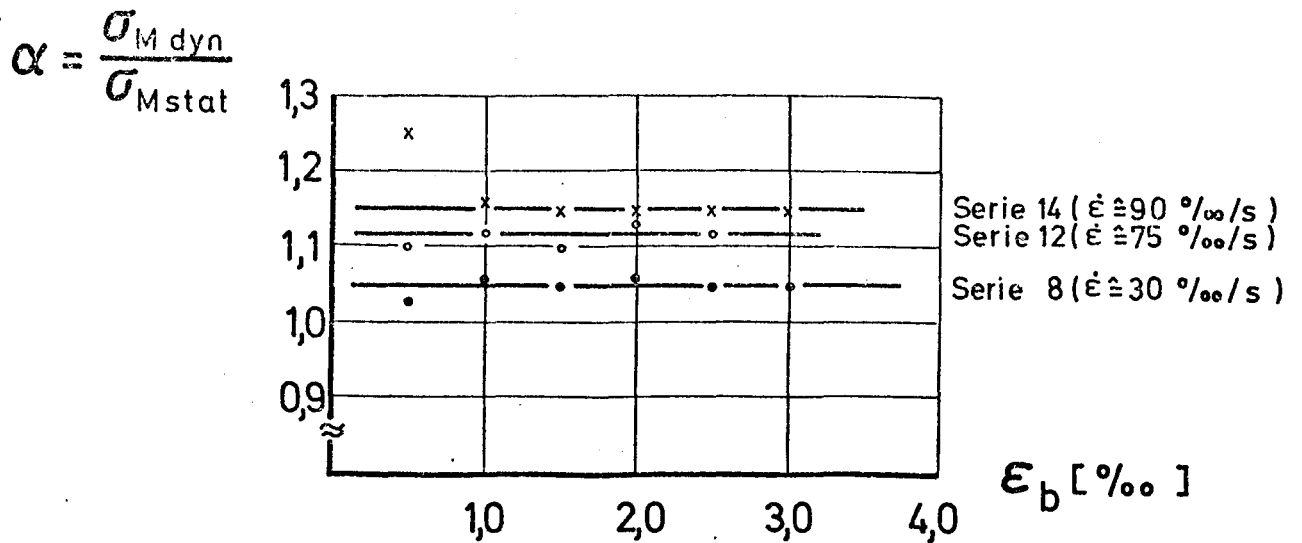


Bild 5.9:

Den Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf die Festigkeitssteigerung verdeutlicht Bild 5.10. Danach nimmt die Festigkeit nahezu linear mit der Dehngeschwindigkeit zu.

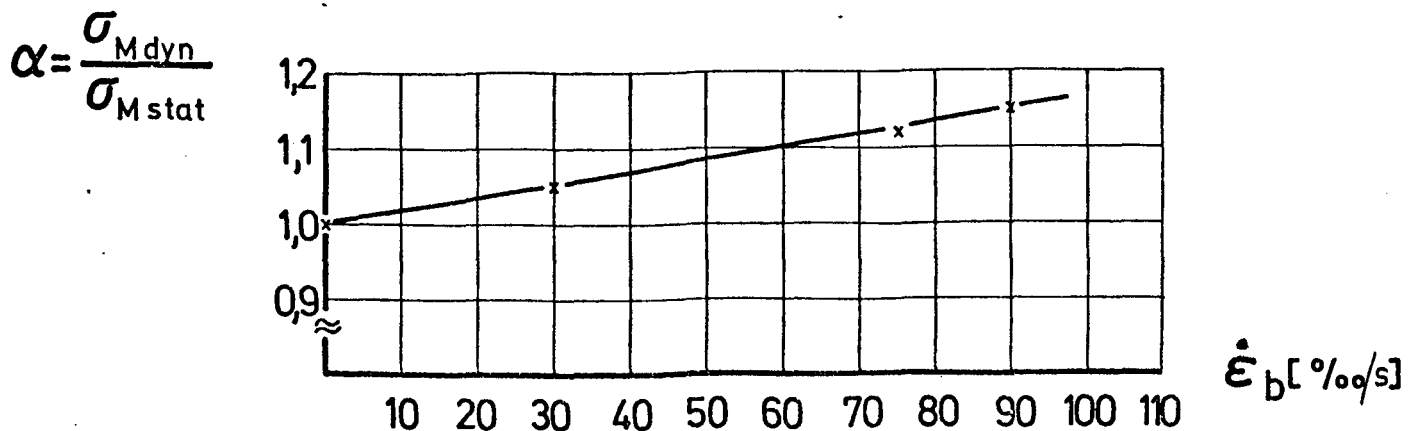


Bild 5.10:

5.2.6. Untersuchungen an den zu den Stahlbetonplatten gehörenden Betonprismen

Aus einer Vielzahl von Untersuchungen an Betonprismen unter mittiger Druckbeanspruchung im Bereich der bei den Stahlbetonplatten erreichten Beanspruchungsgeschwindigkeiten zwischen $0,01 \text{ } \%/s$ bis $10 \text{ } \%/s$ wurden die in den Anlagen 5.12 bis 5.14 dargestellten Ergebnisse erhalten. Dabei sind die nur wenig

variierenden Einzelergebnisse nach Festigkeitsklassen zusammengefaßt und für diese die Mittelwerte angegeben.

Der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit ist auffallend groß und entspricht nicht den an ausmittig beanspruchten Prismen erhaltenen Werten, vgl. Anlagen 5.8 bis 5.11. Man wird davon ausgehen können, daß die mittig beanspruchten Werte nur für Tragglieder unter Normalkraft zutreffen, während die ausmittig beanspruchten Prismen wertvolle Hinweise auf das Verhalten dynamisch biegebeanspruchter Bauteile liefern.

Hervorzuheben ist, daß auch hier der dynamische Einfluß in Abhängigkeit von der Dehnung prozentual von Belastungsbeginn bis Spannungsmaximum etwa gleichbleibend ist, vgl. Bild 5.9. Ferner ist der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Festigkeit bei niedriger Betongüte erkennbar größer.

6. Vergleich der Ergebnisse aus Balken- und Prismenversuchen

6.1. Allgemeines

Der Gedanke, das Tragverhalten der Balkenbiegedruckzone an exzentrisch belasteten Prismen nachzuvollziehen, tauchte bereits vor mehr als 20 Jahren auf /14/. Danach läßt sich der querkraftfreie Biegedruckbereich eines entsprechend belasteten Balkens als ein exzentrisch belastetes Prisma auffassen, das am lastfernen Rand die Dehnung $\epsilon = 0$ aufweist (Bild 6.1).

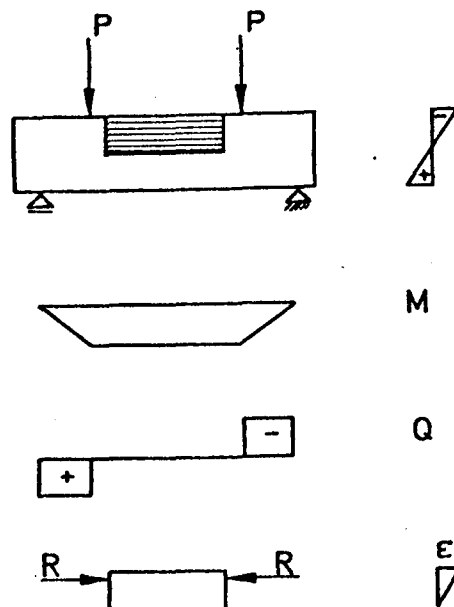


Bild 6.1:

Nach dieser Modellvorstellung erscheint es zulässig, das Tragverhalten von querkräftfreien Balkendruckbereichen an exzentrisch belasteten Prismen zu studieren, was sich besonders kostengünstig auswirkt, da dadurch der Aufwand für die Herstellung der Probekörper wie für die Messung erheblich reduziert wird. Zudem können mit einer größeren Anzahl von Prismenversuchen die zur Beschreibung der Biegedruckzone erforderlichen Kenngrößen statistisch besser abgesichert werden.

Zu beachten ist, daß bei Prismenversuchen die Lage der Druckresultierenden unverändert bleibt, während sie beim Balken mit steigender Last zum Druckrand hinwandert.

Da aber die Dehngeschichten nahezu gleich sind (bei kontinuierlicher Laststeigerung wird jede druckrandnahe Faser zunehmend gestaucht, die Nulllinie wandert allmählich zum Druckrand hin), scheint diese Abweichung von untergeordneter Bedeutung zu sein.

Nach Rao /13/ kann, im Gegensatz zu den Vermutungen von Rüschi, Kordina und Stöckl /15/ ein Einfluß der Rißbildung in der Zugzone auf die Dehnungsverteilung in der Druckzone ausgeschlossen werden.

Diese Feststellung erlaubt eine Erweiterung des genannten Gedankenmodells dahingehend, daß bei der Auswertung der Prismenversuche auch die Lastfälle berücksichtigt werden können, die am lastfernen Rand Zugdehnungen bewirken.

6.2. Vergleich der Versuchsergebnisse

Wie die Anlagen 6.1 bis 6.4 zeigen, stimmen die bei Balken- und Prismenversuchen gewonnenen $\sigma_M - \epsilon_B$ -Beziehungen sehr gut überein. Wegen der unterschiedlichen Dehngeschwindigkeiten sind exakte Vergleiche nur für die statischen Versuche möglich, wobei die Balkenergebnisse im Streubereich der Prismenergebnisse liegen. Bei zunehmender Dehngeschwindigkeit wächst der E-Modul kontinuierlich, was eine Abnahme der Verformungen bei gleicher Last zur Folge hat, ein Ergebnis, das bei Balken- und Prismenversuchen gleichermaßen hervortritt. Im Gegensatz zu den Balkenversuchen konnte bei den Prismen das Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton über einen sehr viel größeren Dehnungsbereich studiert werden, wodurch umfassendere Aussagen möglich werden.

7. Auswertung der Forschungsergebnisse für bauaufsichtliche Bestimmungen

Die in Abschnitt 4.6 zusammengefaßten Ergebnisse der Balkenuntersuchungen

- höhere Traglasten bei steigender Belastungsgeschwindigkeit
- Zunahme der Bruchverformungsfläche bei schnellerer Beanspruchung
- zunehmende Last-Standzeiten infolge steigender Belastungsgeschwindigkeit beim Aufbringen der statischen Traglast
- Anstieg des Beton-Elastizitätsmoduls und der Stahl-Streckgrenze mit zunehmender Dehnungsgeschwindigkeit

zeigen, daß Trag- und Verformungskennwerte langsam (statisch) beanspruchter Bauteile stets untere Grenzwerte für schnell beanspruchte Bauteile darstellen. Demzufolge können die Bemessungsgrundlagen der DIN 1045 bzw. der Richtlinien für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen von Kernkraftwerken bei Impuls- und Kurzzeitbeanspruchung beibehalten werden.

Die Traglast dynamisch biegebeanspruchter Bauteile - $145 \leq \dot{\epsilon} \text{ in } ^\circ/\text{oo}/\text{s} \leq 470$ - liegt 7 bis 22 % höher als bei statischer Beanspruchung. Dabei ist der Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit bei höheren Bewehrungsgehalt deutlich geringer als bei niedrigem.

Zwar deuten diese Ergebnisse auf erhöhte Beton- und Stahlfestigkeiten hin, doch müßten die Versuchsergebnisse für den Baustoff Beton erst statistisch besser abgesichert werden, ehe daraus höhere Rechenwerte $\bar{\beta}_R$ und Elastizitätsmoduli E_b abgeleitet werden können (vergl. Bild 5.9 und 5.10). Außerdem wurde beobachtet, daß nicht nur der Mittelwert, sondern auch die Streuung der Bruchfestigkeit von schnell beanspruchten Beton-Prüfkörpern mit der Geschwindigkeit zunimmt, so daß sich aus Sicherheitsgründen die Einführung von der Beanspruchungsgeschwindigkeit abhängiger $\bar{\beta}_R$ -Werte verbietet.

Anders als beim Beton kann die mit zunehmender Dehngeschwindigkeit ansteigende Streckgrenze der Stähle aufgrund ähnlicher Ergebnisse früherer Untersuchungen als gesichert betrachtet werden, so daß - für die üblichen normalfesten Bewehrungsstähle - eine Erhöhung des zulässigen Grenzwertes möglich wäre gemäß $\sigma_{\text{dyn}} = (1 + f(\dot{\epsilon})) \sigma_{\text{s stat}}$; für $f(\dot{\epsilon})$ können Anhaltswerte angegeben werden.

Die Versuchsserien 1 und 2 zeigen, daß bei konstantem Bewehrungsgehalt μ die Traglasten auch vom Stabdurchmesser bzw. der Stabanzahl und damit von der Verbundbeanspruchung abhängen.

Liegt z.B. der Wert $P_{\text{max dyn}}$ bei Serie 1 ($\mu = 0,96 \%$, $2\emptyset 14$) um ca. 7 % über dem statischen, so ist er bei Serie 2 ($\mu = 0,98 \%$, $4\emptyset 10$) um ca. 12 % größer (vergl. Anlage 4.1); entsprechendes gilt für die Serien 3 und 4. Daraus läßt sich die Forderung nach mehr und kleineren Stabdurchmessern bei konstantem Bewehrungsgehalt ableiten, was für den Gebrauchszustand dem Verlangen nach Beschränkung der Rißbreiten entgegen kommt.

Schlüsse auf das Schubtragverhalten unter impulsartiger Beanspruchung können aus den Forschungsergebnissen nicht gezogen werden, da zur bevorzugten Untersuchung der Querschnittsrotation eine überdimensionierte Schubbewehrung im Querkraftbereich der Versuchsbalken angeordnet worden ist.

8. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Im Rahmen eines mehrjährigen Forschungsvorhabens wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten und Stahlbetonbalken bei schneller Belastung - Lastanstiegszeiten zwischen 4 und 325 ms - untersucht und die Ergebnisse mit den an gleichartigen, jedoch langsam ("statisch") beanspruchten Bauteilen ermittelten verglichen. Die Untersuchung auch von Balken in einem Forschungsvorhaben mit dem Arbeitstitel "Impulsbeanspruchte Stahlbetonplatten" ist in Abschnitt 1 dieses Berichts ausführlich begründet.

Die Beanspruchung 6 bis 7 cm dicker, 4-Punkt- und 16-Punkt-gestützter, quadratischer Platten mit 2,00 bis 2,60 m Seitenlänge erfolgte in Plattenmitte mit einer Einzellast, die der 20 cm hohen, 16 cm breiten und 2 m langen Balken mit einem über 20 % der Stützweite konstanten Biegemoment. Die Last-Zeit-Funktionen variierten im wesentlichen zwischen impulsartiger Belastung, zügiger Belastung bis zum Bruch und quasistatischer Belastung, wobei im letzteren Fall der Zeitdauer bis zum Eintritt des Bruches - bei gleichzeitig hoher Ausnutzung der Querschnitte - besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Aufgrund des Verhältnisses von Eigenschwingungsdauer zu Lastanstiegszeit sind die Stahlbetonplatten bei Dehngeschwindigkeiten des Stahles zwischen 10 und 150 °/oo/s zwar einer schnellen, aber dennoch statischen Beanspruchung unterzogen worden. Bei den Balken konnte mit Dehngeschwindigkeiten zwischen 320 und 470 °/oo/s die Belastungsphase innerhalb der Eigenschwingungsdauer abgeschlossen und somit eine dynamische Beanspruchung erreicht werden.

Die Untersuchungen an den insgesamt 22 geprüften Stahlbetonplatten ergaben bei Dehngeschwindigkeiten bis maximal 150 °/oo/s eine Steigerung der Tragfähigkeit von maximal 10 %. Die Ursache dieser Festigkeitssteigerung ist eine Zunahme sowohl der Festigkeit von Stahl und Beton als auch der Vergrößerung des Elastizitätsmoduls von Beton bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit. Diese eindeutige Feststellung kann aufgrund der Untersuchungen an Stahlbetonbalken und zusätzlichen Baustoffproben getroffen werden.

Untersuchungen an 20 schwach bewehrten ($0,63 \% < \mu < 0,98 \%$) Stahlbetonbalken ergaben zwischen 7 und 22 % höhere Traglasten als bei statischer Beanspruchung - bei einer gleichzeitigen Zunahme der Verformungsfläche im Bruchzustand. Hohe Beanspruchung der Balken, mindestens bis zur statischen Traglast, bei zugleich hoher Belastungsgeschwindigkeit führt zu einem erheblich verzögerten Eintritt des Bruches: Es wurden Last-Standzeiten zwischen 380 s und 18'22" ermittelt. Dieses Ergebnis dürfte für kurzzeitig andauernde Katastrophenbeanspruchungen von erheblicher Bedeutung sein. Deshalb werden weitere Untersuchungen

zur Klärung dieses Verhaltens angeregt.

Untersuchungen an den für die Balken verwendeten Baustoffen ergaben, daß das Festigkeits- und Verformungsverhalten zumindest einaxial mit hoher Belastungsgeschwindigkeit bis zum Bruch biegebeanspruchter Bauteile aus dem Verhalten der Baustoffe vorausberechnet werden kann.

Es ist bekannt, daß das Schubtragverhalten bei Katastrophenbeanspruchungen, wie z.B. Flugzeugabsturz, erhebliche Bedeutung für das Gesamttragverhalten steifer Bauteile (Stahl-Dehngeschwindigkeit ≤ 500 °/oo/s) besitzt. Aus den vorliegenden Ergebnissen können jedoch verständlicherweise keine Rückschlüsse auf die Schubtragfähigkeit gezogen werden. Deshalb werden Untersuchungen zur Bestimmung der Schubfestigkeit (Neigungswinkel der Druckdiagonalen usw) bei hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit dringend empfohlen.

Braunschweig, den 20.10.1978

Literaturverzeichnis

- (1) Sawczuk, A., Jaeger, T.
Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten
Springer-Verlag 1963

- (2) Comité européen du béton:
Recommandations pratiques unifiées pour
le calcul et l'exécution des ouvrages
en béton armé
Paris 1964

- (3) Feldmann, A.; Keenan, W.A.; Siess, C.P.
Investigation of Resistance and Behavior
of Reinforced Concrete Members subjected
to Dynamic Loading, Part III

- (4) Hjorth, O.
Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und
des Verbundverhaltens von Stahl und Beton
bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten
Dissertation: Braunschweig, den 11.2.1975

- (5) Stangenberg, F.
Berechnung von Stahlbetonbauteilen für
dynamische Beanspruchungen bis zur Trag-
fähigkeitsgrenze
Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte
1973 Heft 16








- (6) Marcus, H.
Die Theorie elastischer Gewebe und ihre
Anwendung auf die Berechnung biegsamer
Platten
1936

- (7) Herzog, M.
Durchbiegung kreuzweise bewehrter Stahlbeton-
Rechteckplatten vom ungerissenen Zustand bis
zum Bruch
Die Bautechnik 9/1971

- (8) Camillo Popp
Schlag-Biegeversuche mit unterschiedlich bewehrten
Stahlbeton-Balken
Berlin 1975
- (9) Richtlinien für die Bemessung von Stahlbeton-
bauteilen von Kernkraftwerken für außergewöhnliche
äußere Belastungen, Fassung Juli 1974
s. Betonkalender 1975
und
Durchführungserläuterungen des TÜV/IRS zu dem
Sicherheitskriterium "Flugzeugabsturz" für Kern-
kraftwerke, Fassung 2.6/1
September 1975
- (10) Bundesministerium für Forschung und Technologie
Forschungsvorhaben RS 165:
"Grenztragfähigkeit von Stahlbetonplatten bei hohen
Belastungsgeschwindigkeiten (z.B. Flugzeugabsturz
insbesondere)"
Hochtief AG, Abt. Kerntechn. Ingenieurbau:
Auszug aus dem Kurzbericht über den Stand der
Arbeiten und das weitere Versuchsprogramm vom
Februar 1978
- (11) Eibl, J.; Ivanyi, G.
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von
Stahlbeton
Heft 260, DAfStb, 1976
- (12) Phipps, M.E.
The strain capacity of compression-zone concrete
subjected to short-term loading
Magazine of concrete research, Vol. 28, Nr. 95,
June 1976
- (13) Ras,
Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch
unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen
Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte
Heft 177, DAfStb, 1966
- (14) Rüschi, H.
Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone
Heft 120, DAfStb, 1955
- (15) Rüschi, H., Kordina K., Stöckl, S.
Festigkeit der Biegedruckzone, Vergleich von
Prismen- und Balkenversuchen
Heft 190, DAfStb, 1967
- (16) Scholz, G.
Festigkeit der Biegedruckzone
Theoretische Auswertung von Heft 120
Heft 139 DAfStb, 1960

- (17) Müller, F.P.
Die Berechnung von Bauwerken unter Erdbebenbelastung
in Erdbebensicherung von Bauwerken
Uni Karlsruhe 10/74
- (18) Meyer-Dörnberg
Vergleich zwischen statischer und dynamischer
Grenztragfähigkeit an Asbestzementbalken und
Stahlbetonbalken.
Forschungsauftrag B II 8-810 705-188 des
Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und
Städtebau.
Unveröffentlicht - ca. 1976.

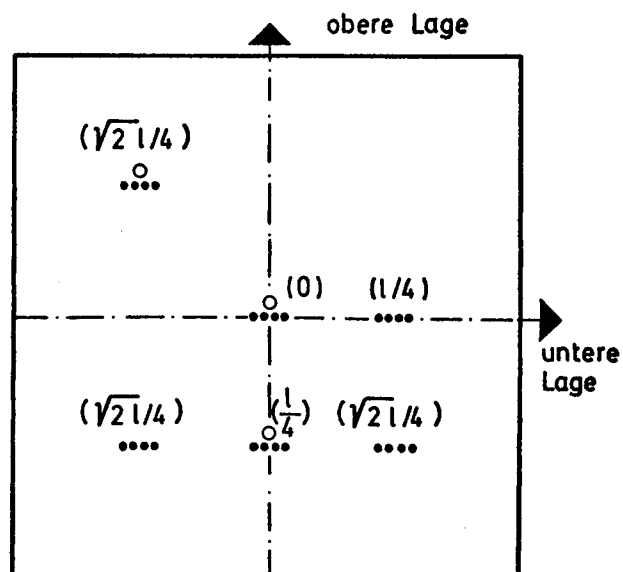
Übersicht über die Versuchsergebnisse:

Platte Nr.	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
Betongüte in kp/cm^2 am Prüftage	480	502	406	495	466	444	414	398
Bewehrung Zugzone	$\phi = 8 \text{ mm}, e_o = e_u = 6 \text{ cm}$				$\phi = 12/10 \text{ mm}, e_o = e_u = 20 \text{ cm}$			
Lastverteilerplatte	-	-	N 141	N 141	-	-	N 141	N 141
Lagerung Anzahl der Unterstützung- punkte (frei drehbar)	4				16			
Anzahl der verschieblichen Punkte	2 + 1	4	4	4	16			
Belastungswerte Belastungsfunktion						durch Fehlauslösung zerstört		
Last-Sollwert in Mp	10	15	10	8	-		-	-
Durchbiegungs-Sollwert in mm	-	-	-	-	100		100	72
Last-Anstiegszeit in ms	40	0	$6 \cdot 10^5$	330	$6 \cdot 10^5$		25	50
Meßergebnisse Last-Istwert in Mp	1,8	10,3	6,9	4,6	5,8		4,9	4,6
Durchbiegung in Feldmitte in mm	+))	88,5	97,5	73,5	66		34,5	37,5
Last-Anstiegszeit in ms bis zum Erreichen des Last- Istwertes	100	85	$3,5 \cdot 10^5$	260	$4,5 \cdot 10^5$		38	50
Traglast, stat. nach voraus- gegangener Belastung in Mp	5,6	9,2	-	5,9	-		7,0	6,9
Traglast, abgeschätzt nach /1/ (statisch) in Mp	cal $P_{To} = 5,5$ cal $P_{Tu} = 6,8$				cal $P_T = 6,7$			

+) nicht gemessen oder Meßstelle ausgefallen

Anordnung und Bezeichnung der Meßstellen:

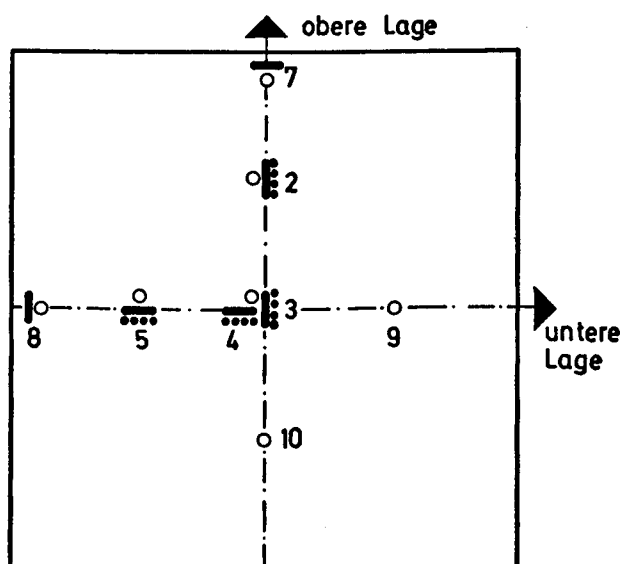
Serie 1 und 2



... DMS auf den Bewehrungsstäben
○ Wegaufnehmer

3.1	3.2	3.3	3.4	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	4.10
397	421	423	437	420	399	475	521	415	384	453	448	438	432
$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 9 \text{ cm}$				$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 8,5 \text{ cm}$						$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 8,5 \text{ cm}$			
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4				4						4			
4				4						4			
infolge instabiler Regelung zerstört													
	5	10	5,3	10	5,5	10	8	6,8	7,5	10	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	90	100	75
	0	$6 \cdot 10^5$	0	$6 \cdot 10^5$	0	$6 \cdot 10^5$	0	0	0	$6 \cdot 10^5$	10	$6 \cdot 10^5$	0
	5,1	4,8	5,3	5,5	6,9	8,0	7,4	7,3	8,1	8,2	7,8	8,3	8,2
	97	101,5	103	46	72,5	82	52,5	52,5	66,5	90,5	72,5	80,5	69,5
	250	$2,65 \cdot 10^5$	$1,8 \cdot 10^3$	$1,35 \cdot 10^5$	325	$4,35 \cdot 10^5$	160	175	250	$1,64 \cdot 10^6$	70	$3,92 \cdot 10^5$	68
	-	-	5,4	7,2	6,8	-	8,2	8,3	8,6	-	-	-	-
cal $P_T = 5,0$				cal $P_T = 6,4$									

Serie 3 und 4



- DMS auf den Bewehrungsstäben
- DMS auf dem Beton
- Wegaufnehmer

Anlage 3.2: Betonrezeptur für die Platten

Für 1 m³ Frischbeton wurden im Mittel verwendet:

Zuschlag: Größtkorn 16 mm
(Sieblinie (s.u.) im "brauchbaren" bzw.
"günstigen" Bereich nach DIN 1045) 1895 kg

Zement: PZ 350 F 297 kg

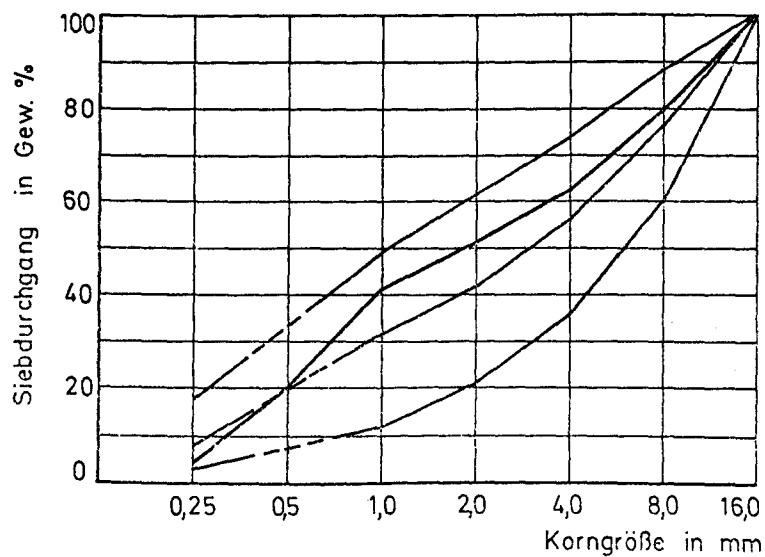
Wasser (gesamt): 178 kg

$\frac{W}{Z}$ - Wert: 0,6

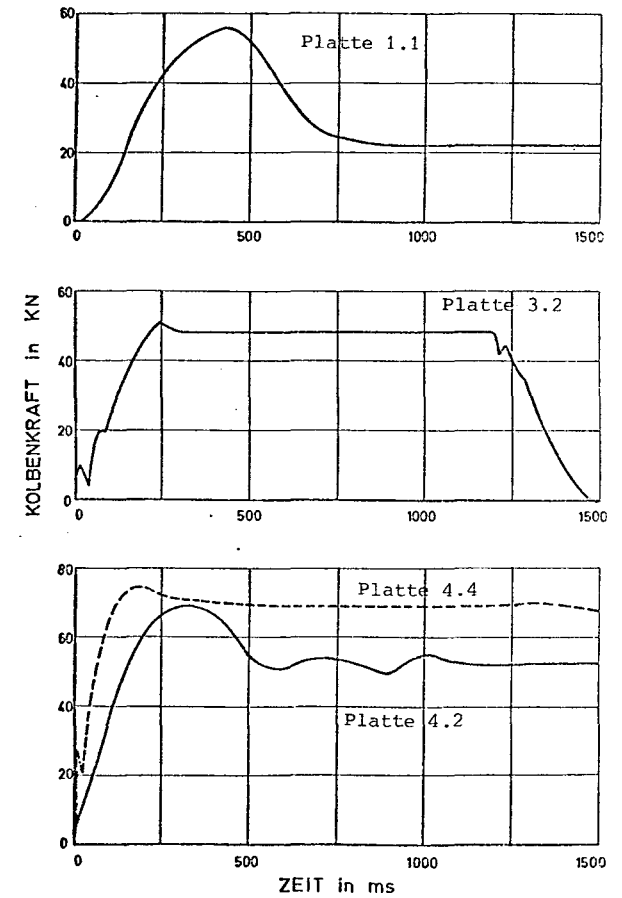
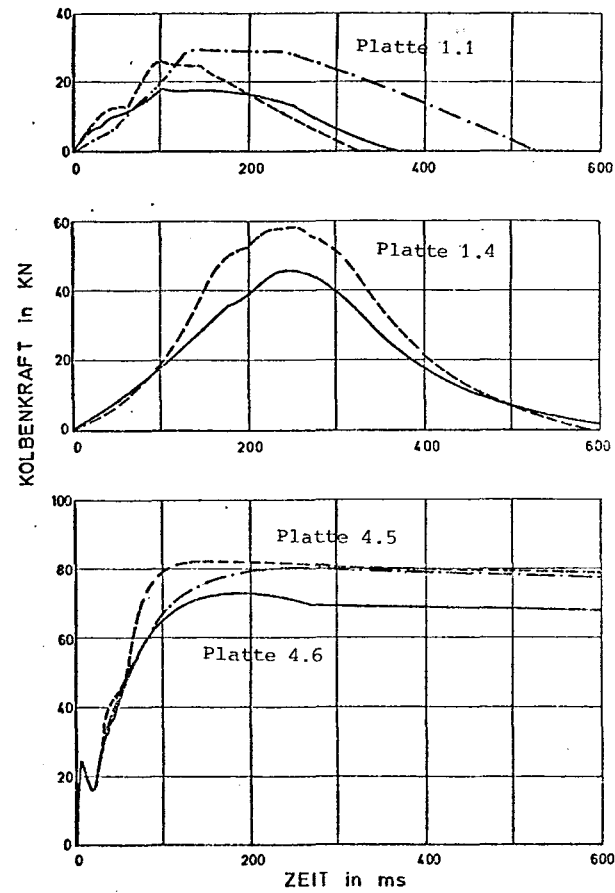
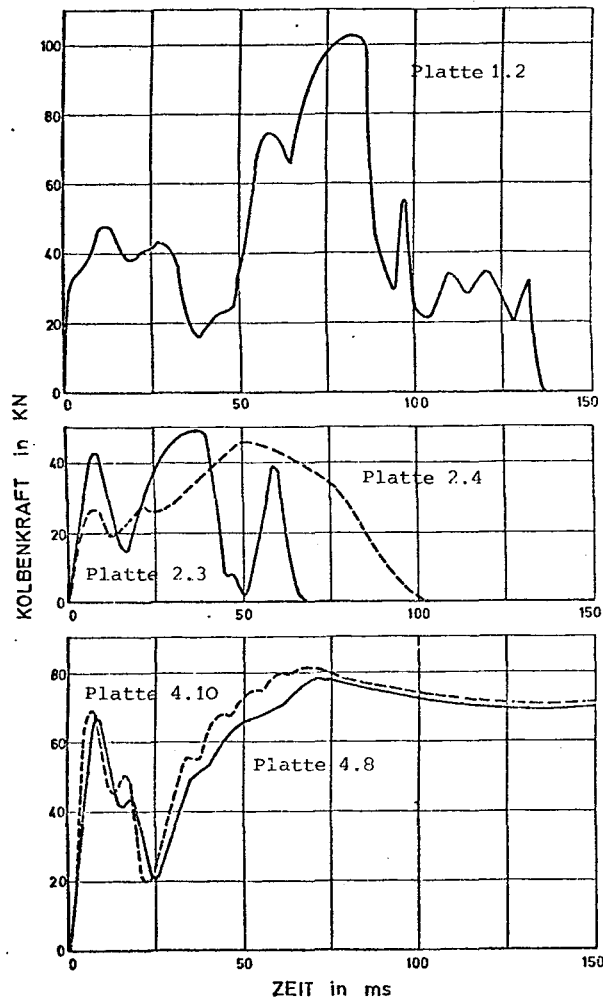
Frischbetoneigenschaften:

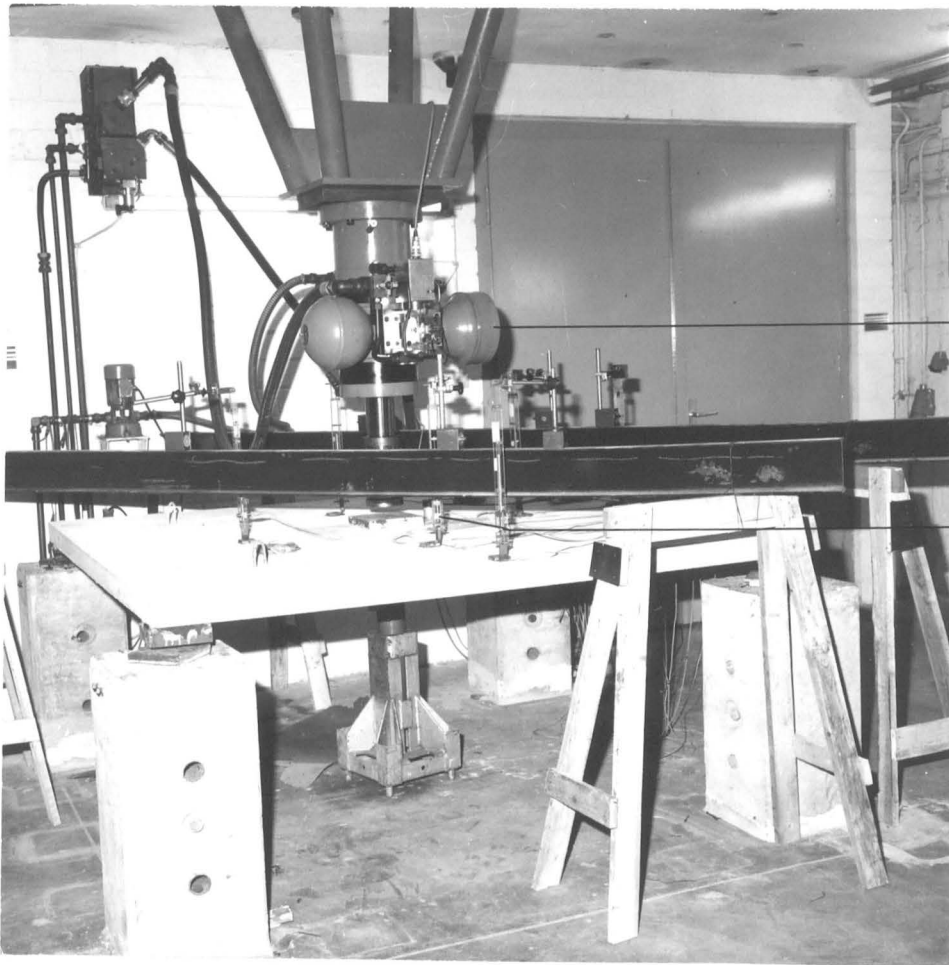
Rohdichte 2,37 kg/dm³
Ausbreitmaß 36 cm
Verdichtungsmaß ca. 4 cm

Druckfestigkeit: $\beta_{w28} = 38,4 \div 52,1 \text{ N/mm}^2$



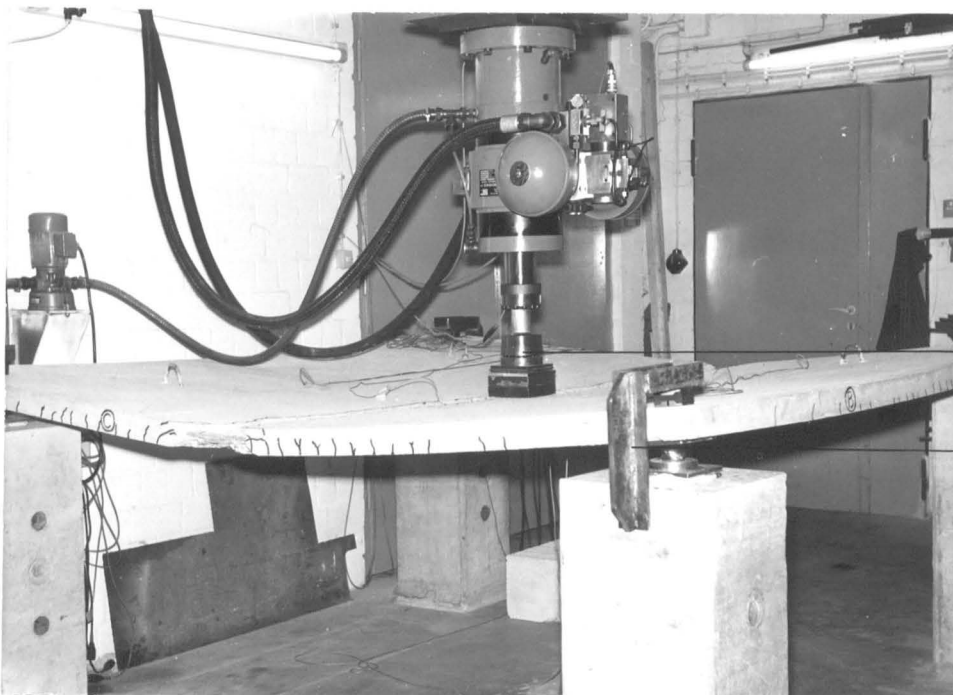
Sieblinie der verwendeten
Zuschlagstoffe





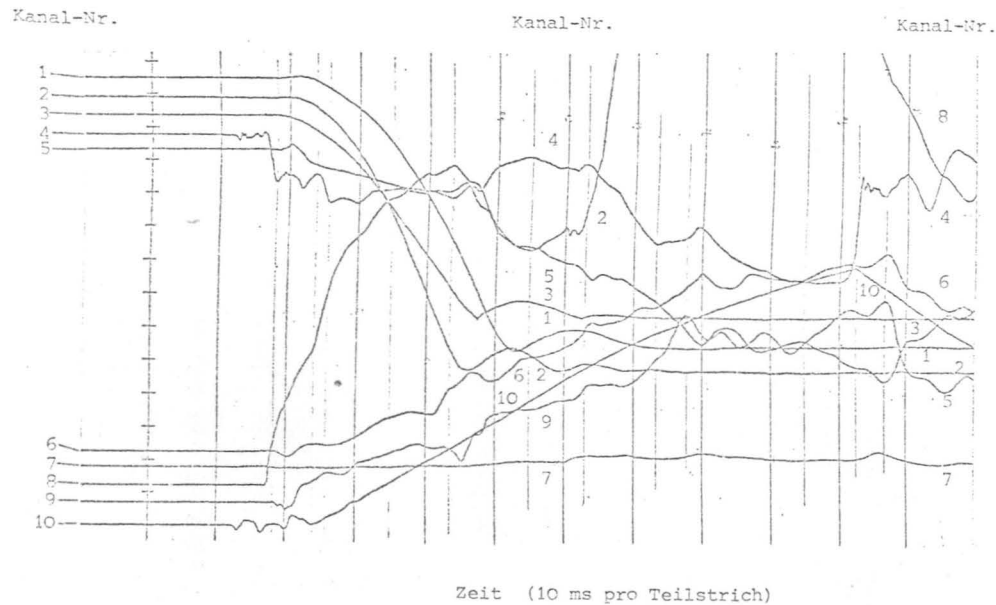
Arbeitszylinder
mit Servoventil

induktive
Weggeber



Laststempel

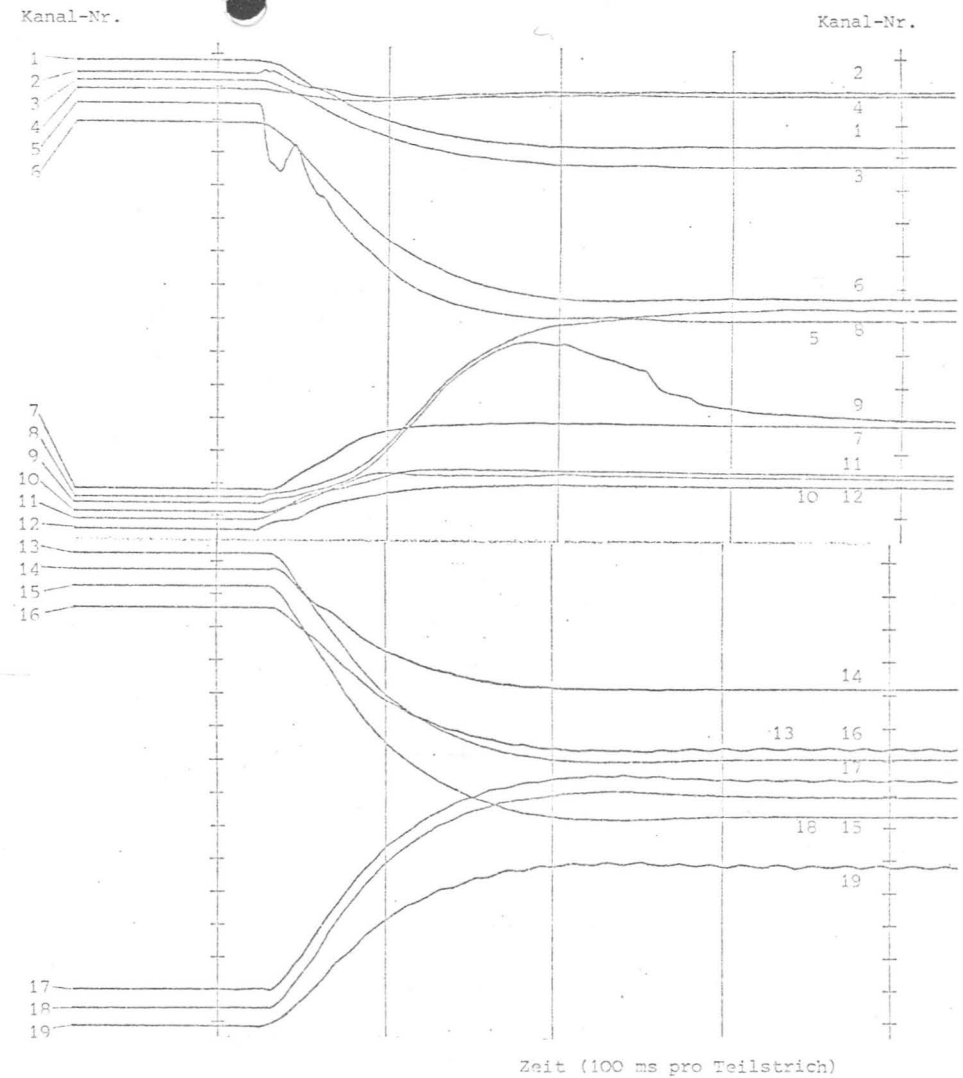
Sicherungsbügel



Beispiel für eine Meßwertaufzeichnung
(Platte 1.2, Impuls Nr. 1)

Es bedeuten z.B.:

Kanal 2: Durchbiegung im Viertelpunkt	(1 Teilstrich $\approx 2,47$ mm)
Kanal 4: Kolbenkraft	(1 Teilstrich $\approx 23,0$ kN)
Kanal 8: Stahldehnung in Plattenmitte	(1 Teilstrich $\approx 0,23$ $^{\circ}/_{\infty}$)
Kanal 10: Kolbenweg	(1 Teilstrich $\approx 11,2$ mm)



Beispiel für eine Meßwertaufzeichnung
(Platte 4.5, Impuls Nr. 1)

Es bedeuten z.B.:





Kanal 3: Betonstauchung am Plattenrand	(1 Teilstrich $\approx 0,85$ $^{\circ}/_{\infty}$)
Kanal 5: Kolbenkraft	(1 Teilstrich $\approx 11,3$ kN)
Kanal 6: Kolbenweg	(1 Teilstrich $\approx 10,0$ mm)
Kanal 9: Stahldehnung in Plattenmitte	(1 Teilstrich $\approx 3,6$ $^{\circ}/_{\infty}$)
Kanal 15: Durchbiegung im Viertelpunkt	(1 Teilstrich $\approx 6,13$ mm)

Anlage 3.6: Versuchsauswertung Platte 1.1

Versuch Nr.	:	1	Lastverteilerplatte:	---
Kennzeichnung:	:	1a	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	:	429 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 12...15 mm
Alter am Prüftag	:	112 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:		480 kp/cm^2	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung (Zugzone): $e_o = e_u = 6 \text{ cm}$ $\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$			Stützweiten	: 224/224/222/226 cm
			Eigenfrequenz	: 20 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 12

Impuls Nr.		2	5	7	12	Einheiten
Vorgabewerte	Impulsform					
	Kraft	10	10	10	5,2	Mp
	Weg	-	-	-	-	mm
	Anstiegszeit t_1	40	40	75	50	ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}	Last P_{\max}	1,8	2,6	2,9	5,6	Mp
	Durchb. $w(o)$	1)	1)	1)	1)	mm
	Durchb. $w(1/4)$	1)	1)	1)	1)	mm
	Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1)	1)	1)	1)	mm
	Dehnung $\epsilon(o)$	1)	1)	1)	1)	%
	Dehnung $\epsilon(1/4)$	0,4 2) 3)	0,4 2) 3)	0,5 2) 3)	0,9 2) 3)	%
	Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	0,2 2)	0,3 2)	0,4 2)	0,8 2)	%
	t_1/t_e	100/50	90/50	150/50	450/50	ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) siehe Bemerkungen (Rückseite)

Bemerkungen:

Lagerung auf einer festen Kugel, einer frei beweglichen Kugel und 2 Rollen.

Starke Kriechverformung infolge zu langer Lagerung auf dem Prüfstand.

Bewehrung anisotrop; alle Dehnungen wurden in der unteren Bewehrungslage gemessen, die eine im Vergleich zur darüberliegenden Bewehrung geringere Dehnung erfahren hat.

Bei Impuls 12 Versagen durch Faltung; Bruchlinie parallel zur Bewehrung in der unteren Lage.



Diese Platte hatte durch längere Lagerung bei nicht ganz zweckmäßiger Unterstützung während der Erhärtungszeit erhebliche Kriechverformungen erlitten, die die Ursache der wesentlich höheren Eigenfrequenz von 20 Hz gegenüber den Eigenfrequenzen der anderen Platten dieser Serie sein könnte.

Anlage 3.7: Versuchsauswertung Platte 1.2

Versuch Nr.	:	6	Lastverteilerplatte:	---
Kennzeichnung:	:	1b	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	:	494 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 12...13 mm
Alter am Prüftag	:	228 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:		502 kp/cm^2	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung (Zugzone) :	$e_o = e_u = 6 \text{ cm}$		Stützweiten	: 1) cm
	$\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$		Eigenfrequenz	: 12,5 Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 3

Impuls Nr.	1	3				Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	15	-				Mp
Weg	-	100				mm
Anstiegszeit t_1	0	$6 \cdot 10^5$				ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	10,3	9,2				Mp
Durchb. $w(o)$	88,5	73				mm
Durchb. $w(1/4)$	1)	1)				mm
Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1)	1)				mm
Dehnung $\epsilon(o)$	1)	1)				%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	0,5 2)	1,0 3)				%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1,4	1,2				%
t_1/t_e	85/80	$4,3 \cdot 10^5/80$				ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

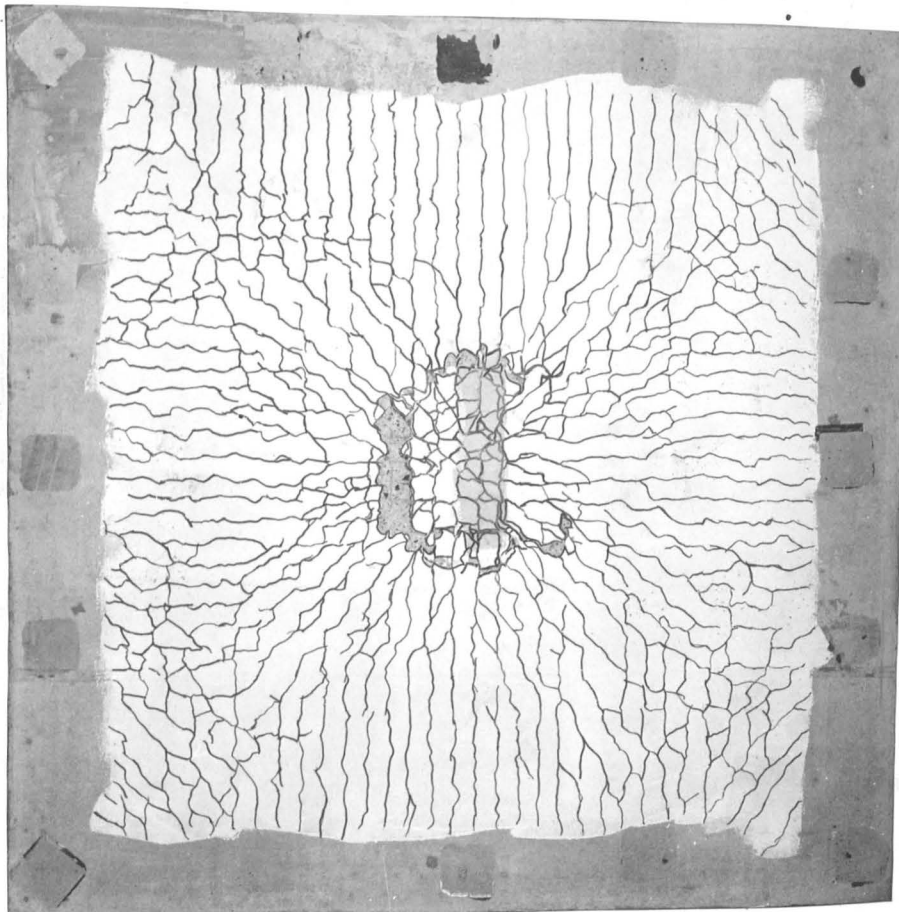
Lagerung auf 4 frei beweglichen Kugeln unter den Ecken.

Starke Kriechverformung infolge zu langer Lagerung auf dem Prüfstand.

Bewehrung anisotrop

Bei Impuls 1 Auftreten der ersten Risse; Impuls 3 zur Ermittlung der Resttragfähigkeit.

Im Vergleich zu allen übrigen Platten fallen die hohe Traglast und das abweichende Rißbild auf. Eine gemeinsame Erklärung für beide Effekte konnte nicht gefunden werden; die hohe Traglast und die äußeren parallel zur Berandung verlaufenden Risse auf der Plattenoberseite könnten auf ein Aufliegen des Plattenrandes auf dem Prüfstand bei größerer Durchbiegung zurückzuführen sein, während auf Grund der inneren ringförmigen Risse auf der Oberseite und der während der ersten 5 ms nach Lastaufbringung registrierten negativen Dehnungen und Durchbiegungen in allen Meßpunkten außerhalb der Plattenmitte eine dynamische Beanspruchung möglich erscheint.




Anlage 3.8: Versuchsauswertung Platte 1.3

Versuch Nr.	:	7	Lastverteilerplatte:	N 141
Kennzeichnung:	:	1c	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	:	415 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 11...12 mm
Alter am Prüftag	:	34 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:	406 kp/cm^2		Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung (Zugzone) : $e_o = e_u = 6 \text{ cm}$			Stützweiten	: 234 cm
$\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$			Eigenfrequenz	: 1) Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	10					Mp
Weg	-					mm
Anstiegszeit t_i	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	6,9					Mp
Durchb. $w(o)$	97,5					mm
Durchb. $w(1/4)$	1)					mm
Durchb. $w(\sqrt{2} 1/4)$	1)					mm
Dehnung $\epsilon(o)$	2,2 4)					%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	0,6 2)					%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} 1/4)$	1,2					%
t_i/t_e	$3,5 \cdot 10^5/80$					ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Dehnung bei $P = 6,1 \text{ Mp}$; DMS bei weiterer Belastung ausgefallen

Bemerkungen:

Lagerung auf 4 frei beweglichen Kugeln unter den Ecken.

Starke Schwindverformungen.

Bewehrung anisotrop; alle Dehnungen wurden in der unteren Bewehrungslage gemessen, die eine im Vergleich zur darüberliegenden Bewehrung geringere Dehnung erfahren hat.

Versagen durch Balkenbruch; Bruchlinie parallel zur Bewehrung in der unteren Lage.




Platte wegen Faltung analog zu Versuch 1 nicht fotografiert.

Anlage 3.9: Versuchsauswertung Platte 1.4

Versuch Nr.	: 8	Lastverteilerplatte:	N 141
Kennzeichnung:	: 1d	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	: 447 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 11...12 mm
Alter am Prüftag	: 63 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:	495 kp/cm^2	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung (Zugzone) : $e_o = e_u = 6 \text{ cm}$		Stützweiten	: 238 cm
$\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$		Eigenfrequenz	: 12,7 Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 4

Impuls Nr.	2	3	4			Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	8	10	-			Mp
Weg	-	-	100			mm
Anstiegszeit t_1	330	330	$6 \cdot 10^5$			ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	4,6	5,8	5,9			Mp
Durchb. $w(o)$	73,5	78,5	80,5			mm
Durchb. $w(1/4)$	1)	65,5	59			mm
Durchb. $w(\sqrt{2} 1/4)$	51	53,5	54			mm
Dehnung $\epsilon(o)$	2,4	$> 2,4$ 4)	2,9			%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	0,5 2)	0,3 2)	0,4 2)			%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} 1/4)$	1,1	1,0	1,1			%
t_1/t_e	260/79	260/79	$3,2 \cdot 10^5/79$			ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

4) tatsächlicher Wert größer, da Meßverstärker übersteuert

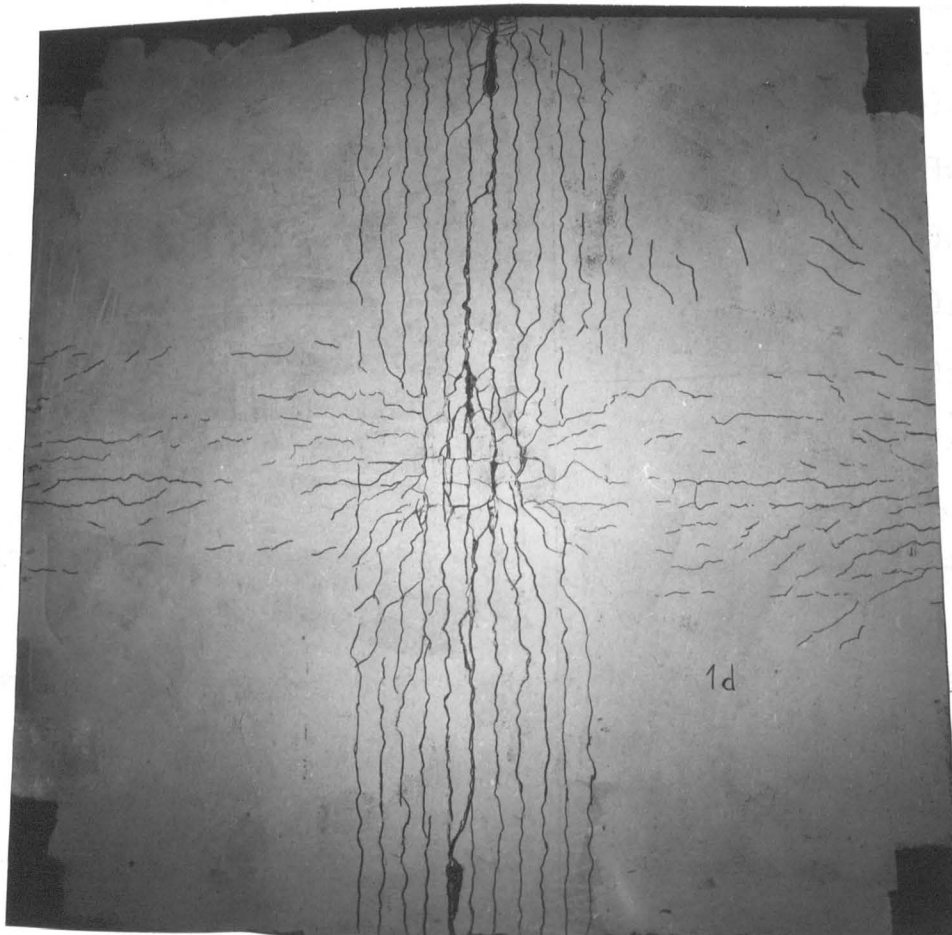
Bemerkungen:

Lagerung auf 4 frei beweglichen Kugeln unter den Ecken.

Geringe Schwindverformungen; gleichmäßiges Abheben der Ecken vom Schalungsboden

Bewehrung anisotrop

Impuls 4: Ermittlung der Resttragfähigkeit




Anlage 3.10: Versuchsauswertung Platte 2.1

Versuch Nr.	: 3	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: 2a	Stahlgüte : B St 42/50
Betongüte β_{w28}	: 420 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : 1) mm
Alter am Prüftag	: 132 Tage	Abmessungen : 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag	: 466 kp/cm^2	Lagerung : 16 Punkte
Bewehrung (Zugzone): $e_o = e_u = 20 \text{ cm}$		Stützweiten : 1) cm
$\phi_o = 12 \text{ mm}$		Eigenfrequenz : 1) Hz
$\phi_u = 10 \text{ mm}$		

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	-					Mp
Weg	100					mm
Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	5,8					Mp
Durchb. $w(o)$	66					mm
Durchb. $w(1/4)$	20,5					mm
Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1)					mm
Dehnung $\epsilon(o)$	1)					%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	1)					%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	2,0					%
t_1/t_e	$4,5 \cdot 10^5 / 27$					ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

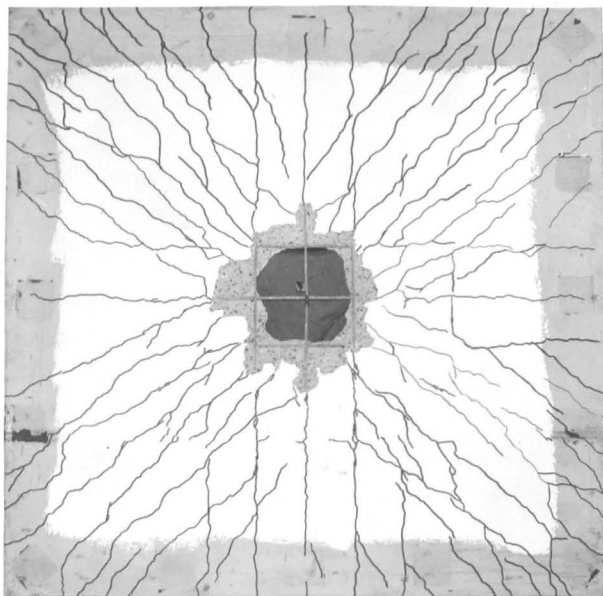
Lagerung auf 16 frei beweglichen Kugeln

Kriechverformung ($w \approx 10 \text{ mm}$) infolge zu langer Lagerung auf dem Prüfstand

Annähernd isotrope Bewehrung: $m_{ux} = 728 \text{ kp cm/cm}$, $m_{uy} = 704 \text{ kp cm/cm}$

Ohne Lastverteiltermatte; Vergleich mit anderen Platten der gleichen Serie zeigt, daß die zu gleichen Durchbiegungen erforderlichen Kräfte unabhängig von der Anordnung einer Lastverteiltermatte sind.

Erster Riß bei $P \approx 1,25 \text{ Mp}$, $w(o) \approx 3 \text{ mm}$



Anlage 3.11: Versuchsauswertung Platte 2.2

Versuch Nr.	:	2	Lastverteilerplatte:	---
Kennzeichnung:	:	2b	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	:	400 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 1) mm
Alter am Prüftag	:	84 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:	444 kp/cm^2	Lagerung	:	16 Punkte
Bewehrung (Zugzone): $e_o = e_u = 20 \text{ cm}$		Stützweiten	:	1) cm
$\phi_o = 12 \text{ mm},$		Eigenfrequenz	:	1) Hz
$\phi_u = 10 \text{ mm}$				

Versuchsdurchführung:

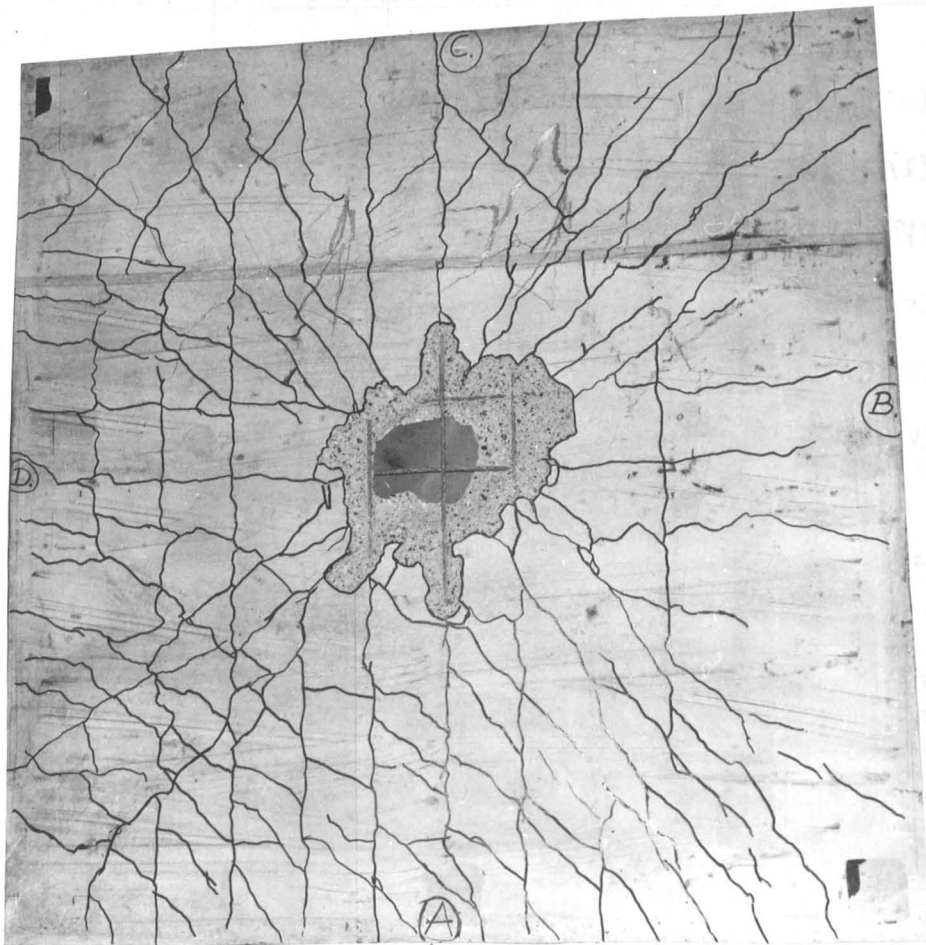
Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.						Einheiten
Impulsform						
Kraft						Mp
Weg						mm
Anstiegszeit t_1						ms
Last P_{\max}						Mp
Durchb. $w(o)$						mm
Durchb. $w(1/4)$						mm
Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$						mm
Dehnung $\epsilon(o)$						%
Dehnung $\epsilon(1/4)$						%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$						%
t_1/t_e						ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

Platte durch Fehlauslösung der Hydropuls-Anlage noch vor
endgültiger Versuchsmontage zerstört.






Anlage 3.12: Versuchsauswertung Platte 2.3

Versuch Nr.	: 4	Lastverteiltermatte:	N 141
Kennzeichnung:	: 2c	Stahlgüte	: B St 42/50
Betongüte β_{w28}	: 412 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 1) mm
Alter am Prüftag	: 33 - 34 Tage	Abmessungen	: 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:	414 kp/cm^2	Lagerung	: 16 Punkte
Bewehrung (Zugzone) : $e_o = e_u = 20 \text{ cm}$		Stützweiten	: 1) cm
$\phi_o = 12 \text{ mm}$,		Eigenfrequenz	: 36,9 Hz
$\phi_u = 10 \text{ mm}$			

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 12

Impuls Nr.	10	11	12			Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	-	-	-			Mp
Weg	100	100	100			mm
Anstiegszeit t_1	25	25	$5,3 \cdot 10^5$			ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	4,9	4,6	7,0			Mp
Durchb. $w(o)$	34,5	37,5	48			mm
Durchb. $w(1/4)$	1)	1)	1)			mm
Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	11	11,5	12,5			mm
Dehnung $\epsilon(o)$	12,6	13,7	11,2			%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	1,3	1,5	2,3			%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1,3	1,4	1,7			%
t_1/t_e	38/27	38/27	$2,5 \cdot 10^5/27$			ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

Lagerung auf 16 frei beweglichen Kugeln

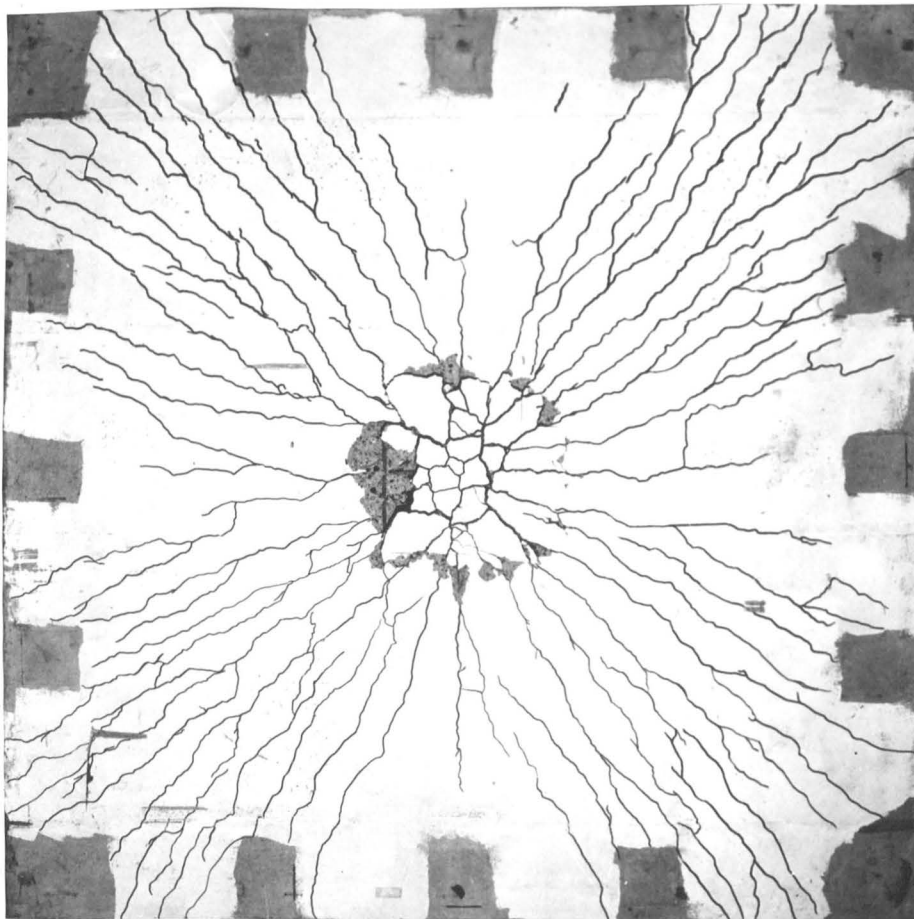
Schwind- und Kriechverformung sehr gering

Annähernd isotrope Bewehrung: $m_{u_x} = 728 \text{ kpcm/cm}$, $m_{u_y} = 704 \text{ kpcm/cm}$

Impulse 1 - 9: Einstellen der Regelung, Belastung unter 1,5 Mp

Impuls 10: Auftreten der ersten Risse

Impuls 12: Ermittlung der Resttragfähigkeit





Anlage 3.13: Versuchsauswertung Platte 2.4

Versuch Nr.	: 5	Lastverteilerplatte: N 141
Kennzeichnung:	: 2d	Stahlgüte : B St 42/50
Betongüte β_{w28}	: 406 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : 1) mm
Alter am Prüftag	: 33 - 35 Tage	Abmessungen : 250 x 250 x 6 cm
Betongüte am Prüftag:	398 kp/cm^2	Lagerung : 16 Punkte
Bewehrung (Zugzone) : $e_o = e_u = 20 \text{ cm}$ $\phi_o = 12 \text{ mm},$ $\phi_u = 10 \text{ mm}$		Stützweiten : 1) cm Eigenfrequenz : 1) Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 34

Impuls Nr.	1	34				Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	-	-				Mp
Weg	72	100				mm
Anstiegszeit t_1	50	$6 \cdot 10^5$				ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	4,6	6,9				Mp
Durchb. $w(o)$	37,5	68,5				mm
Durchb. $w(1/4)$	18	12,5				mm
Durchb. $w(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	11	14,5				mm
Dehnung $\epsilon(o)$	10,3	14,4				%
Dehnung $\epsilon(1/4)$	0,21	1,6				%
Dehnung $\epsilon(\sqrt{2} \cdot 1/4)$	1,1	1,8				%
t_1/t_e	50/27	$4,4 \cdot 10^5/27$				ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

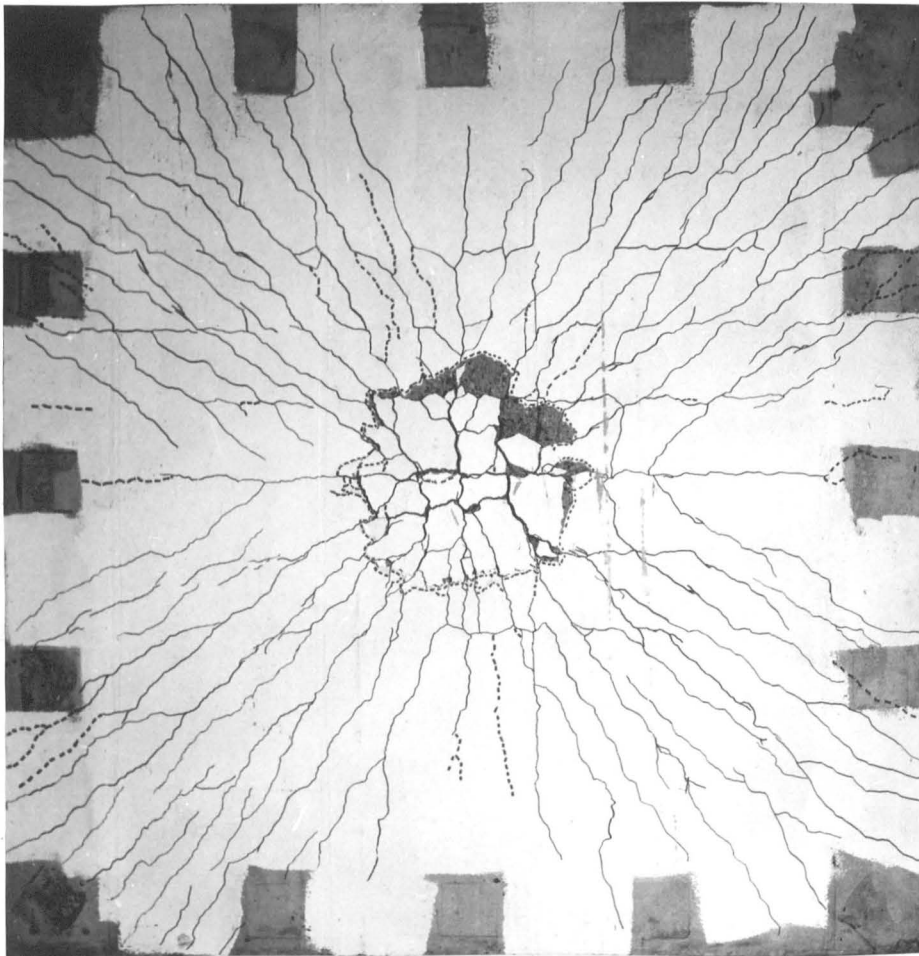
Lagerung auf 16 frei beweglichen Kugeln

Schwind- und Kriechverformungen sehr gering

Annähernd isotrope Bewehrung: $m_{ux} = 728 \text{ kpcm/cm}$, $m_{uy} = 704 \text{ kpcm/cm}$

Impulse 2 - 33: Versuche zur Klärung des Verhaltens der Hydropuls-Anlage und zum Einstellen der Regelung

Impuls 34: Ermittlung der Resttragfähigkeit



Anlage 3.14: Versuchsauswertung .Platte 3.1

Versuch Nr.	: 9	Lastverteilerplatte:	---
Kennzeichnung:	: A1	Stahlgüte	: BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 390	Überdeckg. (gem.)	: 9...10 mm
Alter am Prüftag	: 29	Abmessungen	: 260 x 260 x 6 cm
Betongüte am Prüftag	: 397	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm	Stützweiten	: 248 cm
	$e_o = 7$ cm	Eigenfrequenz	: 11,4/10,9 ⁴⁾ Hz
	$e_u = 9$ cm		

Versuchsdurchführung:

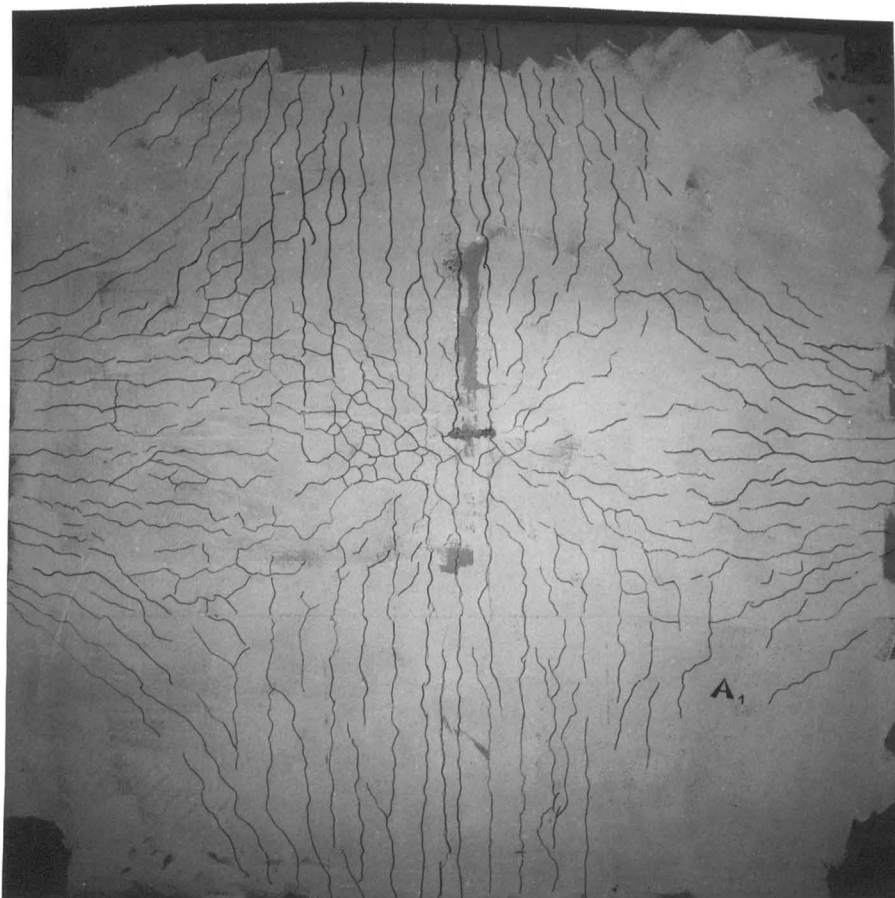
Anzahl der Impulse: 1

	Impuls Nr.					Einheiten
Vorgabewerte	Impulsform					
	Kraft					Mp
	Weg					mm
	Anstiegszeit t_1					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{max}	Last P_{max}					Mp
	Durchb. $w_{3/4}$					mm
	Durchb. w_2/w_5					mm
	Durchb. w_7/w_8					mm
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$					%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$					%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$					%
	t_1/t_e					ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

Bemerkungen:


Platte wurde beim Aufbringen des Öldruckes infolge instabiler Regelung zerstört.



Versuch Nr.	: 10	Lastverteiltermatte:	---
Kennzeichnung:	: A2	Stahlgüte	: BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 396 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: 9...10 mm
Alter am Prüftag	: 73 Tage	Abmessungen	: 260 x 260 x 6 cm
Betongüte am Prüftag	: 421 kp/cm^2	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$ $e_o = 7 \text{ cm}$ $e_u = 9 \text{ cm}$	Stützweiten	: 248 cm
		Eigenfrequenz	: 11,2/10,7 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 3

	Impuls Nr.	3				Einheiten
Vorgabewerte	Impulsform					
	Kraft	5				Mp
	Weg	-				mm
	Anstiegszeit t_1	0				ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}	Last P_{\max}	5,1				Mp
	Durchb. $w_{3/4}$	97				mm
	Durchb. w_2/w_5	75/86,5				mm
	Durchb. w_7/w_8	1)				mm
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,3/16,7}{0,97/7,5}$				%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{1)/0,72}{1)/0,2}$				%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	1)				%
	t_1/t_e	250/93				ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

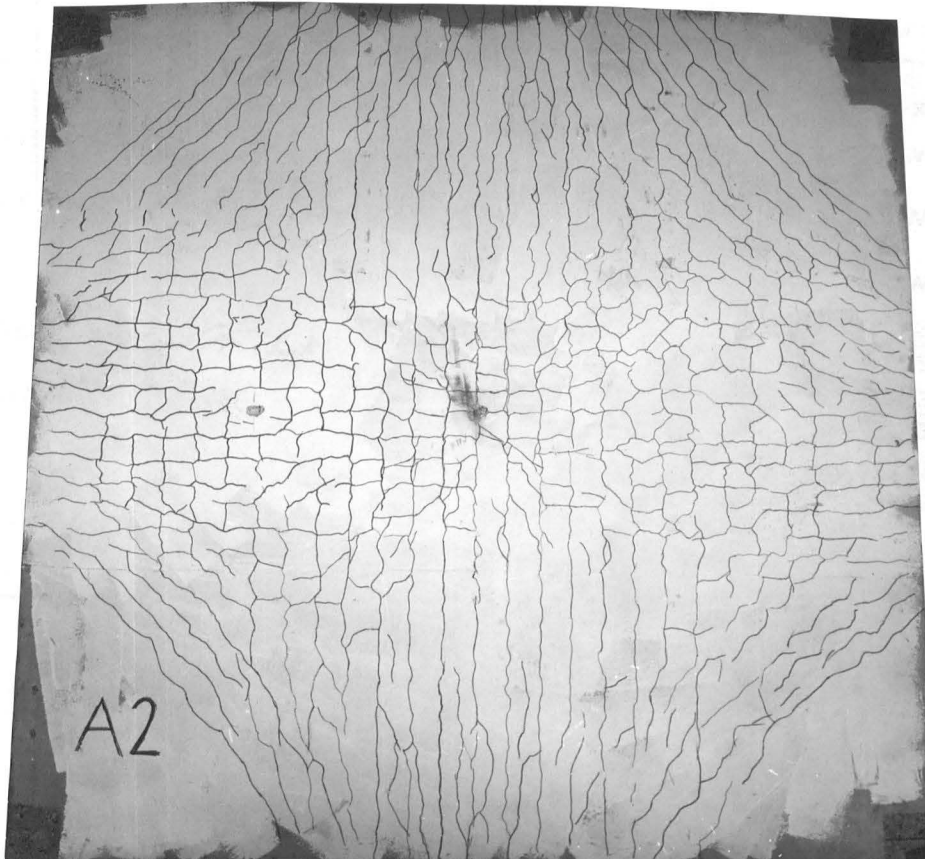
4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

Bemerkungen:

Geringe Schwindverformung; gleichmäßiges Abheben der Ecken vom Schalungsboden

Isotrope Bewehrung: $m_{ux} = 1072 \text{ kp cm/cm}$, $m_{uy} = 1045 \text{ kp cm/cm}$


Impulse 1 und 2 zum Einstellen der Regelung; infolge großer bleibender Dehnungen (ca. 0,4 %) und Verformungen (ca. 20 mm, jeweils in Plattenmitte) ist ein Vergleich der Resultate von Impuls 3 mit den übrigen Versuchen nur bedingt möglich.



Versuch Nr.	: 13	Lastverteilerplatte:	---
Kennzeichnung:	: A3	Stahlgüte	: BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 391 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.)	: $u_o = 17$; $u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 69 Tage	Abmessungen	: 260 x 260 x 6 cm
Betongüte am Prüftag	: 423 kp/cm^2	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_u = \phi_o = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 9$ cm	Stützweiten	: 248 cm
		Eigenfrequenz	: 10,6/10,2 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 3

Impuls Nr.	3					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	10					Mp
Weg	-					mm
Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	4,8 ⁵⁾					Mp
Durchb. $W_{3/4}$	101,5					mm
Durchb. W_2/W_5	>80/92					mm
Durchb. W_7/W_8	1)					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}}{\epsilon_{e3}}$	$\frac{2,8}{13,2}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b4}}{\epsilon_{e4}}$	$\frac{1,3}{6,9}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}}{\epsilon_{e2}}$	$\frac{0,35}{0,90}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b5}}{\epsilon_{e5}}$	<-0,3/0,61					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	1)					%
t_1/t_e	$2,65 \cdot 10^5/98$					ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

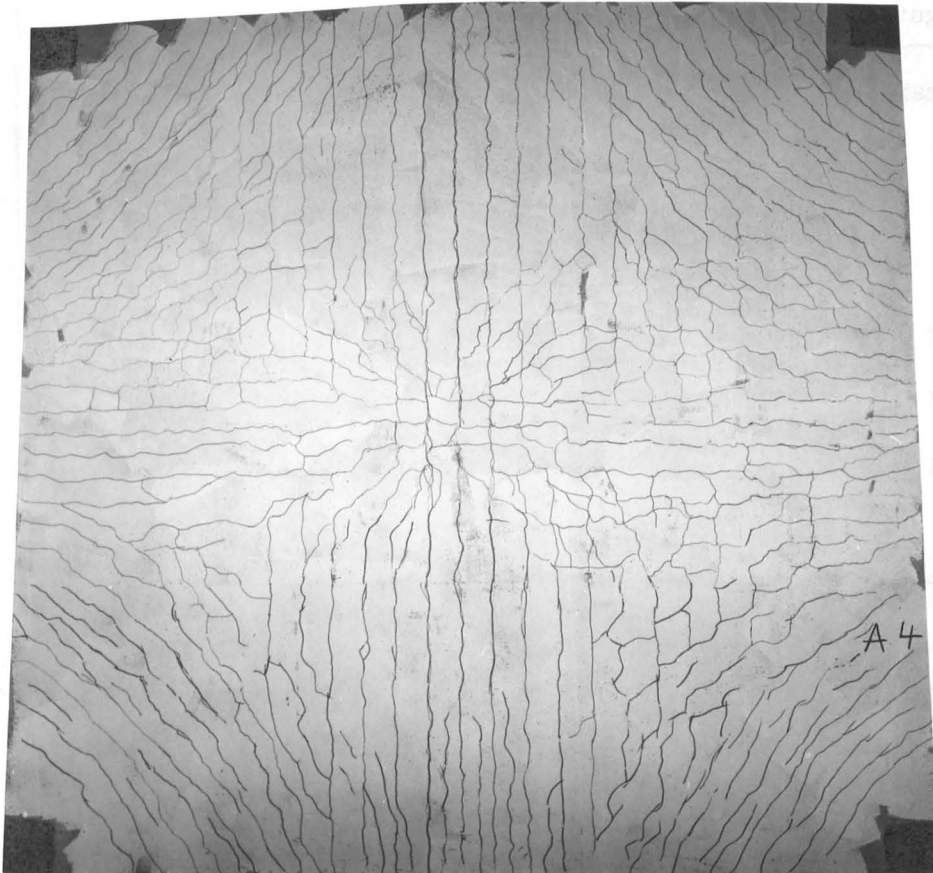
3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

5) endgültige Traglast nicht erreicht, da Kolbenweg zu gering

Bemerkungen:



Impuls 2: Ermittlung der Resttragfähigkeit



Versuch Nr.	: 14	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: A4	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 403 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 18$; $u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 69 Tage	Abmessungen : 260 x 260 x 6 cm
Betongüte am Prüftag	: 437 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 9$ cm	Stützweiten : 248 cm
		Eigenfrequenz : 11,4/10,9 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

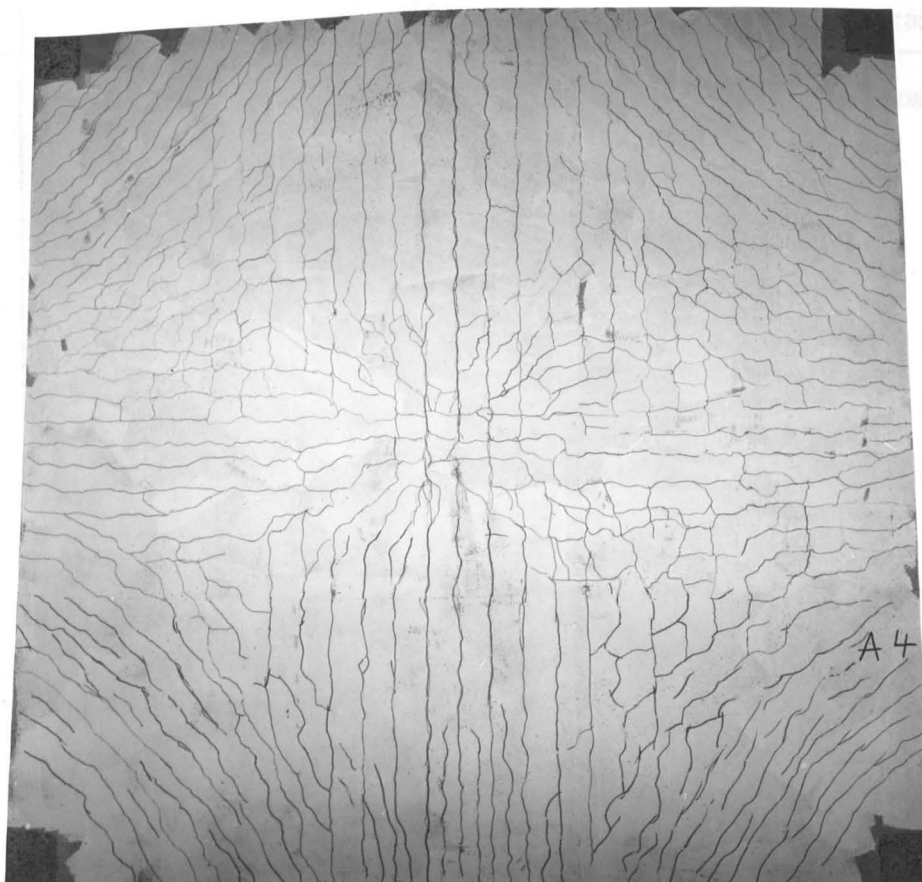
Anzahl der Impulse: 2

Impuls Nr.	1	2				Einheiten
Impulsform						
Kraft	5,3	10				Mp
Weg	-	-				mm
Anstiegszeit t_1	0	$6 \cdot 10^5$				ms
Last P_{\max}	5,3	5,4				Mp
Durchb. $W_{3/4}$	103	99,5				mm
Durchb. W_2/W_5	87/>88	73,5/>91				mm
Durchb. W_7/W_8	57,5/>85	41/86,5				mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{1,8/17,7}{0,6/9,2}$	$\frac{0,93/>11,2}{0,3 / 2,9}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,2/1,0}{-0,3/0,74}$	$\frac{0,2/0,93}{-0,2/>0,6}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{2,2}{3,4}$	$\frac{1,8}{>2,7}$				%
t_1/t_e	1800/92	$3,06 \cdot 10^5/92$				ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

Bemerkungen:

Impuls 2: Ermittlung der Resttragfähigkeit





Anlage 3.18: Versuchsauswertung Platte 4.1

Versuch Nr.	: 11	Lastverteiltermatte:---
Kennzeichnung:	: K1	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 420 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 17$; $u_u = 8$ mm
Alter am Prüftag	: 38 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag:	426 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten : 188 cm
		Eigenfrequenz : 23,2/21,6 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

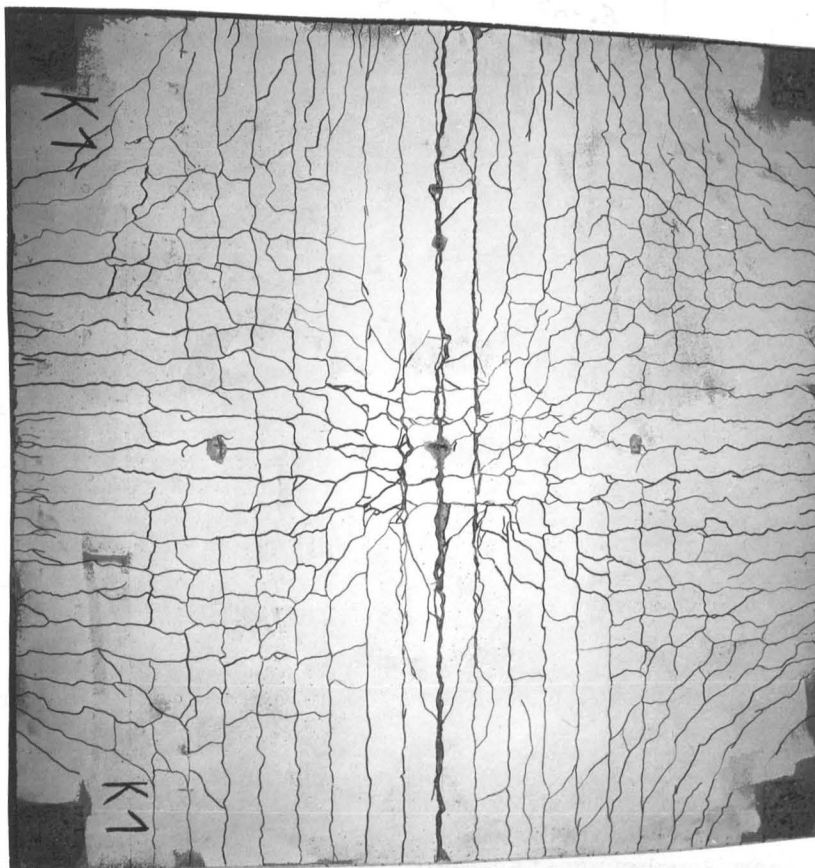
Anzahl der Impulse: 5

Impuls Nr.		1	5			Einheiten
Vorgabewerte	Impulsform					
	Kraft	10	10			Mp
	Weg	-	-			mm
	Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$	$6 \cdot 10^5$			ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}	Last P_{\max}	5,5	7,2			Mp
	Durchb. $w_{3/4}$	46	56,5			mm
	Durchb. w_2/w_5	32,5/34,5	31/45,5			mm
	Durchb. w_7/w_8	19,5/25,5	>13,5/ ¹⁾			mm
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{1,8/10,8}{1,1/11,1}$	$\frac{1,2/1)}{0,65/3,7}$			%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,3/0,70}{0,1/0,5}$	$\frac{0}{-0,5/1,0}$			%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{1,7}{2,0}$	$\frac{2,4}{5,4}$			%
	t_1/t_e	$1,35 \cdot 10^5/46$	$2,80 \cdot 10^5/46$			ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 36 kg

Bemerkungen:

- Impuls 1 : Versuch wegen instabiler Regelung vor Erreichen der Traglast abgebrochen
- Impulse 2-4: Versuche zum Einstellen der Regelung, dabei wurden Lasten von $P = 6,5/6,1/6,8 \text{ Mp}$ erreicht
- Impuls 5 : Ermittlung der Resttragfähigkeit, gesamte Mittendurchbiegung beim Bruch $w_{3/4} = 93,5 \text{ mm}$ (einschließlich der bleibenden Verformungen aus den Impulsen 1-4)





Anlage 3.19: Versuchsauswertung Platte 4.2

Versuch Nr.	: 12	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K2	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 384 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 18$; $u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 41 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag:	399 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten : 188 cm
		Eigenfrequenz : 23,1 Hz

Versuchsdurchführung:

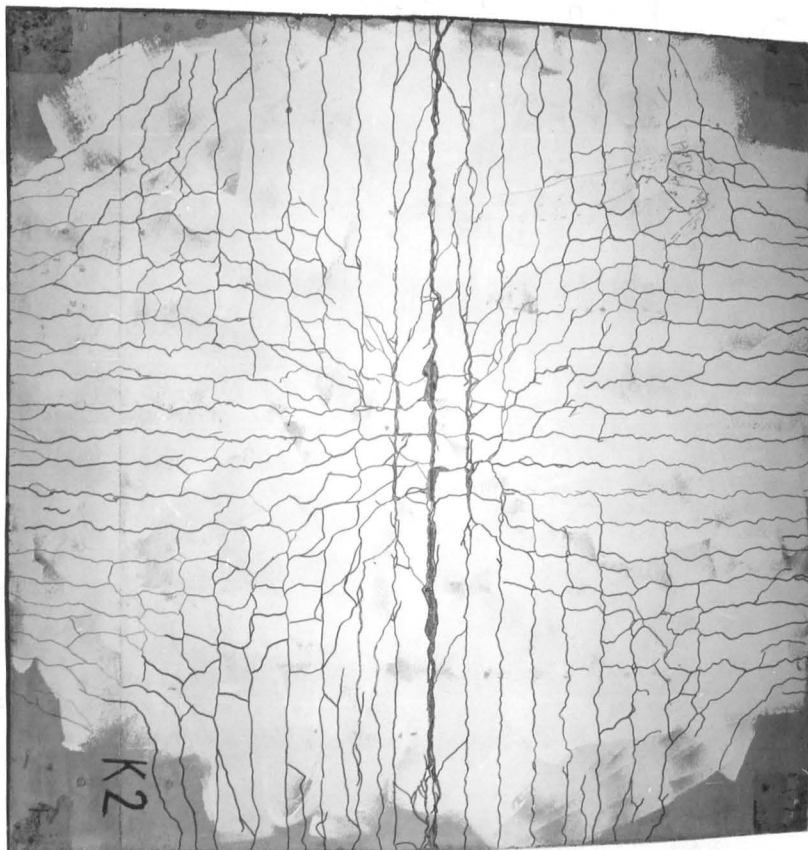
Anzahl der Impulse: 2

Impuls Nr.	1	2				Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	5,5	10				Mp
Weg	-	-				mm
Anstiegszeit t_1	0	$6 \cdot 10^5$				ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	6,9	6,8				Mp
Durchb. $W_{3/4}$	72,5	58,5				mm
Durchb. W_2/W_5	43/53	34/44				mm
Durchb. W_7/W_8	24/42	18/35				mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,2/23,7}{1,7/17}$	$\frac{1,3/1}{0,75/1}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/0,79}{1/1,2}$	$\frac{0/0,93}{1/1,3}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{2,1}{1}$	$\frac{1,8}{1}$				%
t_1/t_e	325/43	$3,38 \cdot 10^5/43$				ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

Bemerkungen:

Impuls 2: Ermittlung der Resttragfähigkeit,
gesamte Mittendurchbiegung beim Bruch $w_{3/4} = 68,5 \text{ mm}$
(einschließlich der bleibenden Verformung aus Impuls 1)




Anlage 3.20: Versuchsauswertung Platte 4.3

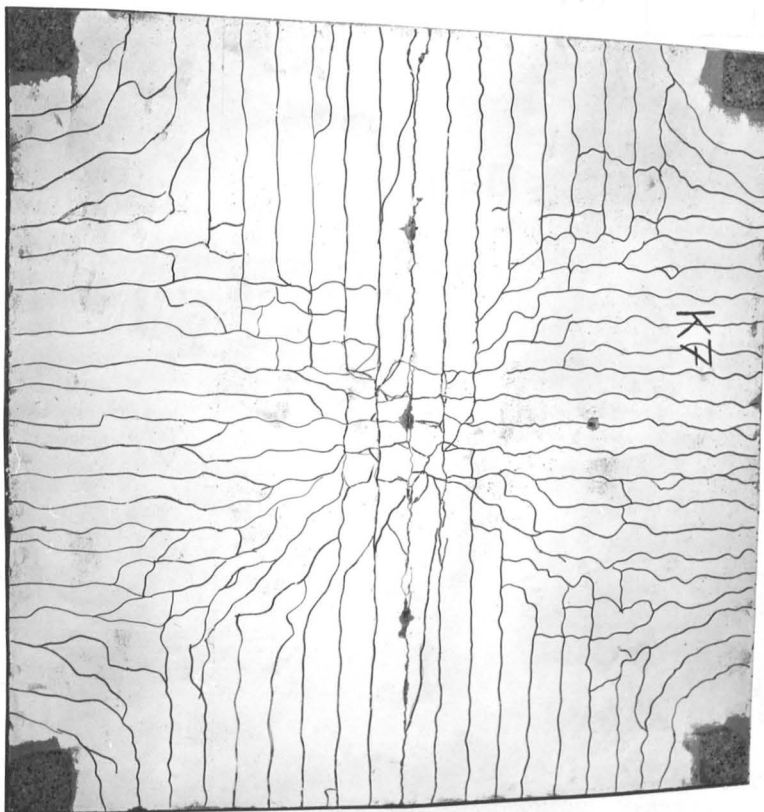
Versuch Nr.	: 19	Lastverteiltermatte:	---
Kennzeichnung:	: K7	Stahlgüte	: BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 425	Überdeckg. (gem.)	: $u_o = 17$; $u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 28	Abmessungen	: 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 475	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten	: 188 cm
		Eigenfrequenz	: 23,6/19,9 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	10					Mp
Weg	-					mm
Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{max}						
Last P_{max}	8,0					Mp
Durchb. $w_{3/4}$	82					mm
Durchb. w_2/w_5	54,5/69					mm
Durchb. w_7/w_8	27,5/56,5					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,3/18,5}{1,8/12,2}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/1,2}{-0,4/1,2}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{1,7}{>5,8}$					%
t_1/t_e	$4,35 \cdot 10^5/50$					ms/ms



- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg



Versuch Nr.	: 20	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K8	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 425 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : 1) mm
Alter am Prüftag	: 34 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 521 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8 \text{ mm}$	Stützweiten : 188 cm
	$e_o = 7 \text{ cm}$	Eigenfrequenz : 23,3/18,8 4) Hz
	$e_u = 8,5 \text{ cm}$	

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 2

Impuls Nr.	1	2				Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	8	10				Mp
Weg	-	-				mm
Anstiegszeit t_1	0	$6 \cdot 10^5$				ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	7,4	8,2				Mp
Durchb. $W_{3/4}$	52,5	63				mm
Durchb. W_2/W_5	40/44,5	44/53,5				mm
Durchb. W_7/W_8	24,5/33,5	23,5/45				mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,0/16,8}{1,6/13,5}$	$\frac{1,5/1)}{0,96/5,6}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,2/0,81}{0/1,1}$	$\frac{0,1/0,88}{-0,3/1,4}$				%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{1,4}{2,2}$	$\frac{1,1}{4,7}$				%
t_1/t_e	160/53	$4,43 \cdot 10^5/53$				ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

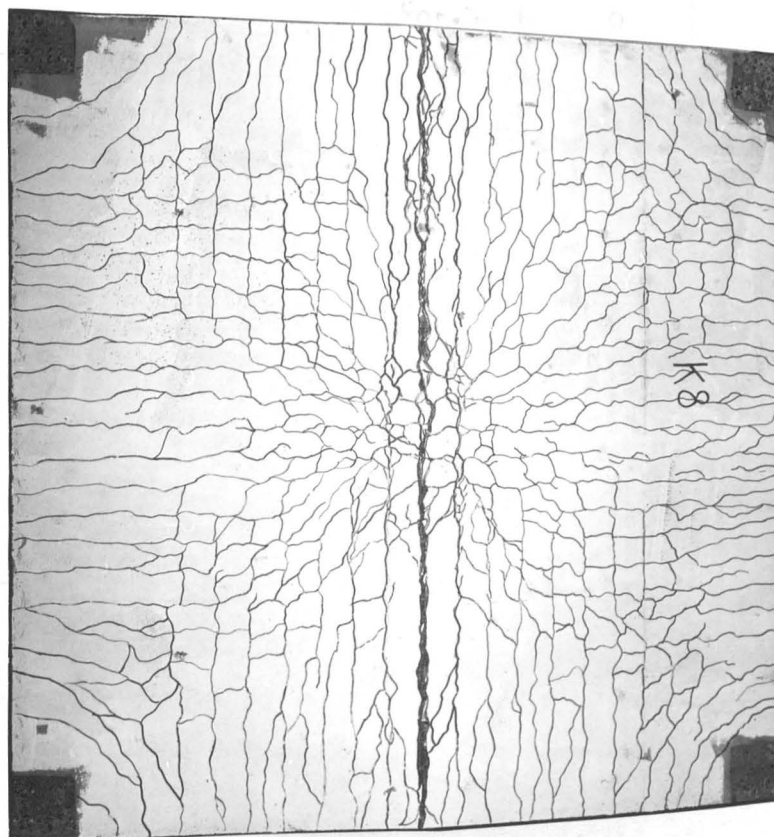
2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

Bemerkungen:




Impuls 2: Ermittlung der Resttragfähigkeit,
gesamte Mittendurchbiegung beim Bruch $w_{3/4} = 83 \text{ mm}$
(einschließlich der bleibenden Verformung aus Impuls 1)



Versuch Nr.	: 22	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K9	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 379 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 16, u_u = 10$ mm
Alter am Prüftag	: 40 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag:	415 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm	Stützweiten : 188 cm
	$e_o = 7$ cm	Eigenfrequenz : 20,4/18,6 ⁴⁾⁵⁾ Hz
	$e_u = 8,5$ cm	

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse:

Impuls Nr.	1	2a ⁵⁾	2b ⁵⁾		Einheiten
Vorgabewerte					
Impulsform					
Kraft	6,8	7,7	10		Mp
Weg	-	-	-		mm
Anstiegszeit t_1	0	0	$6 \cdot 10^5$		ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}					
Last P_{\max}	7,3	8,3	8,3		Mp
Durchb. $W_{3/4}$	52,5	52	65		mm
Durchb. W_2/W_5	39,5/42	39,5/43	47/54,5		mm
Durchb. W_7/W_8	23,5/30	23,5/32,5	26/43		mm
Dehnung $\frac{E_{b3}/E_{e3}}{E_{b4}/E_{e4}}$	$\frac{1,4/18,4}{1,2/18}$	$\frac{0,6/1)}{0,8/1)}$	$\frac{0,3/1)}{0,8/1)}$		%
Dehnung $\frac{E_{b2}/E_{e2}}{E_{b5}/E_{e5}}$	$\frac{0,1/0,71}{0/0,41}$	$\frac{0,1/0,67}{-0,1/0,94}$	$\frac{0,1/0,72}{-0,1/1)}$		%
Dehnung $\frac{E_{b7}}{E_{b8}}$	$\frac{1,7}{2,1}$	$\frac{2,0}{2,7}$	$\frac{2,2}{4,3}$		%
t_1/t_e	175/54	171/54	$4,6 \cdot 10^5/54$		ms/ms

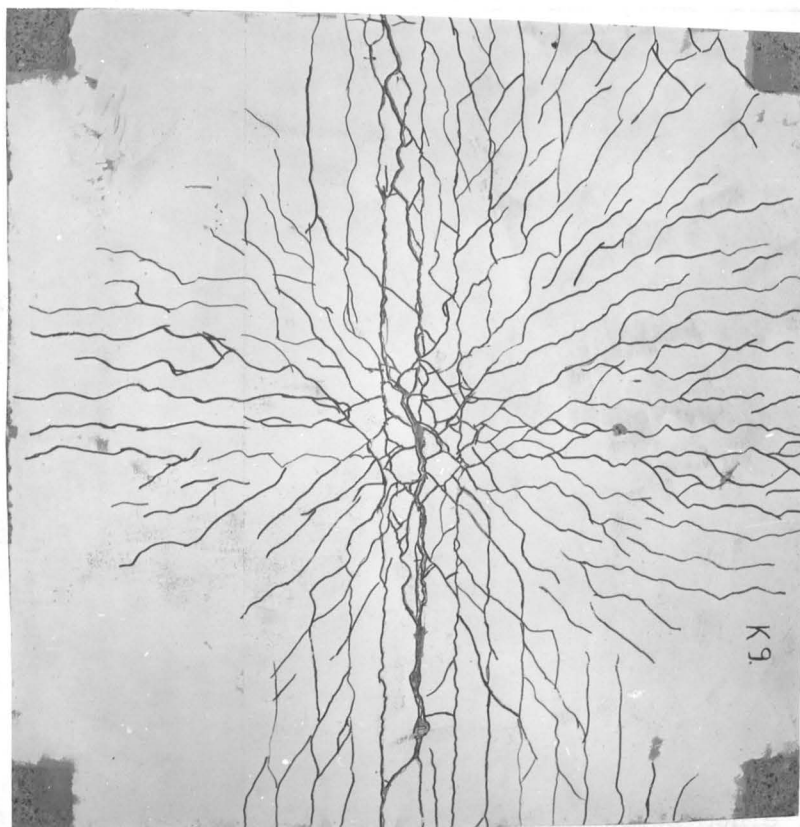
- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg
- 5) siehe Bemerkungen (Rückseite)

Bemerkungen:

Durch unsachgemäßen Transport zum Prüfstand war die Platte vor Versuchsbeginn gerissen; das erklärt möglicherweise die ungewöhnlich niedrige Eigenfrequenz.

Impuls 2: Platte wurde zunächst dynamisch belastet, wobei eine Maximallast von 8,3 Mp erreicht wurde (2a). Die Last ging danach auf ca. 7,7 Mp zurück (infolge der Regeleigenschaften der Prüfanlage) und wurde ca. 400 s lang gehalten, danach erfolgte ohne Entlastung eine statische Weiterbeanspruchung bis zum Bruch (2b) zur Ermittlung der Resttragfähigkeit. Die unter Impuls 2b aufgeführten Durchbiegungen und Dehnungen sind daher bezogen auf den Zustand der Platte vor Impuls 2a!



Gesamte Mittendurchbiegung beim Bruch $w_{3/4} = 82,5 \text{ mm}$
(einschließlich der bleibenden Verformung aus Impuls 1)



Versuch Nr.	: 21	Lastverteilmatte:	---
Kennzeichnung:	: K10	Stahlgüte	: BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 379	Überdeckg. (gem.)	: $u_o = 17, u_u = 10$ mm
Alter am Prüftag	: 36	Abmessungen	: 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 384	Lagerung	: 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm	Stützweiten	: 188 cm
	$e_o = 7$ cm	Eigenfrequenz	: 23,7/22,0 ⁴⁾ Hz
	$e_u = 8,5$ cm		

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.		1a ⁵⁾	1b ⁵⁾			Einheiten
Vorgabewerte	Impulsform					
	Kraft	7,5	10			Mp
	Weg	-	-			mm
	Anstiegszeit t_1	0	$6 \cdot 10^5$			ms
Meßwerte zur Zeit von P_{max}	Last P_{max}	8,1	8,6			Mp
	Durchb. $w_{3/4}$	66,5	89,5			mm
	Durchb. w_2/w_5	50,5/53,5	65/75,5			mm
	Durchb. w_7/w_8	29,5/39	34,5/58,5			mm
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,3/8,0}{1,8/16}$	$\frac{1,7/8,5}{1,2/1}$			%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/1}{-0,2/0,99}$	$\frac{0/1}{-0,46/1,5}$			%
	Dehnung $\frac{\epsilon_{b1}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{2,5}{3,0}$	$\frac{3,2}{4,6}$			%
	t_1/t_e	250/45	$6,32 \cdot 10^5/45$			ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

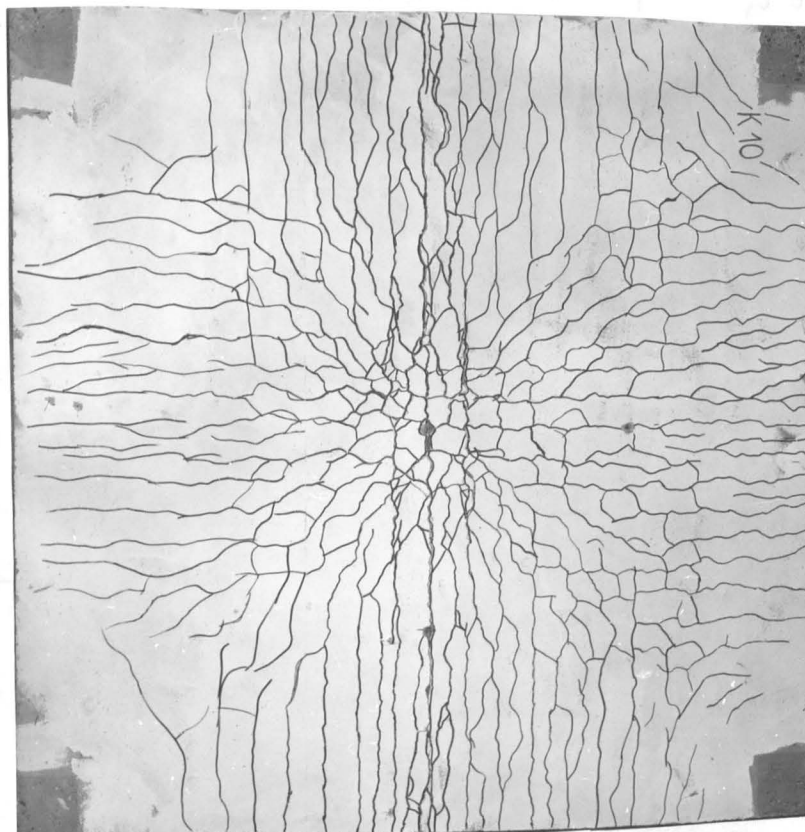
4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

5) siehe Bemerkungen (Rückseite)

Bemerkungen:

Platte wurde zunächst dynamisch belastet, wobei eine Maximallast von 8,1 Mp erreicht wurde (1a). Die Last ging danach auf ca. 7,7 Mp zurück (infolge der Regeleigenschaften der Prüfanlage) und wurde ca. 500 s lang gehalten, danach erfolgte ohne Entlastung eine statische Weiterbeanspruchung bis zum Bruch (1b) zur Ermittlung der Resttragfähigkeit.


Die unter Impuls 1b aufgeführten Durchbiegungen und Dehnungen sind daher bezogen auf den Zustand der Platte vor Impuls 1a!



Versuch Nr.	: 15	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K3	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 433 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 17, u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 53 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 453 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten : 188 cm
		Eigenfrequenz : 23,6/22,1 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	10					Mp
Weg	-					mm
Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	8,2					Mp
Durchb. $W_{3/4}$	90,5					mm
Durchb. W_2/W_5	71,5/67					mm
Durchb. W_7/W_8	52,5/43,5					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,2/28,4}{2,1/11,3}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{-0,1/1,7}{-0,1/1,7}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b1}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{5,5}{3,9}$					%
t_1/t_e	$1,64 \cdot 10^6/45$					ms/ms

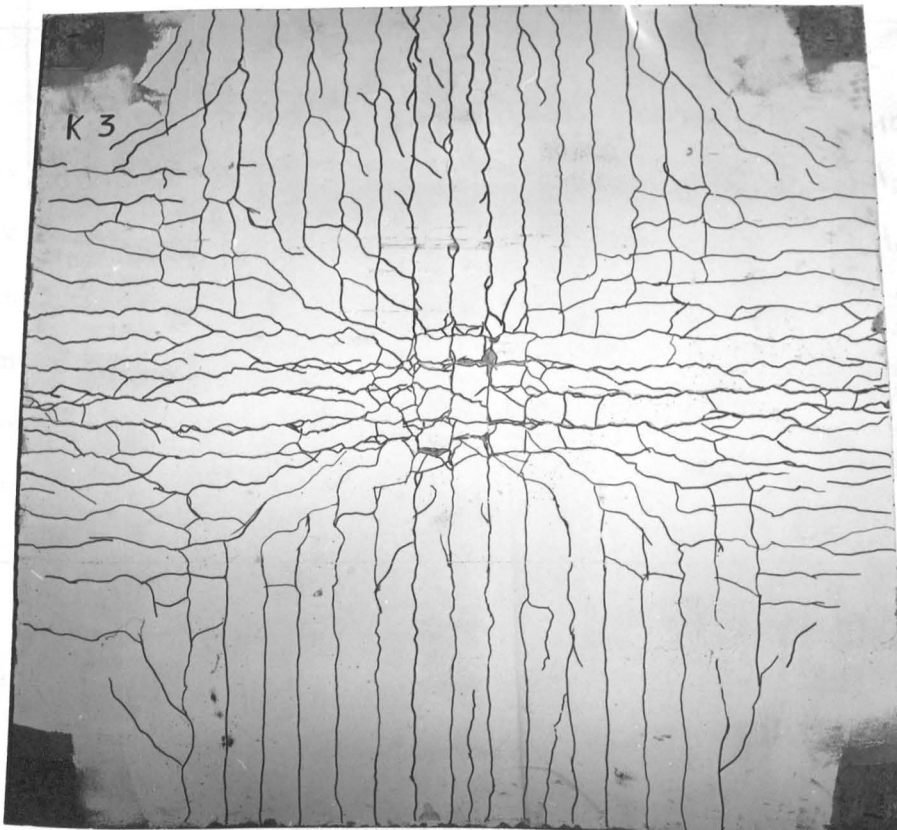
- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg

Bemerkungen:

Versuch war mit $t_1 = 1640$ s wesentlich langsamer als übrige statische Versuche.

Die Dehnungen ϵ_{b3} , ϵ_{b4} (2,2/2,1 ‰) trotz sehr geringer Dehngeschwindigkeit nicht größer als bei K2 mit (2,2/1,7 ‰) bei $P_{\max} \approx 7$ Mp.


Einzige Platte mit Hauptrissen quer zur unteren Bewehrungslage.



Versuch Nr.	: 16	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K4	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 412 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 17, u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 75 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 448 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten : 188 cm Eigenfrequenz : 22,9/21,5 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

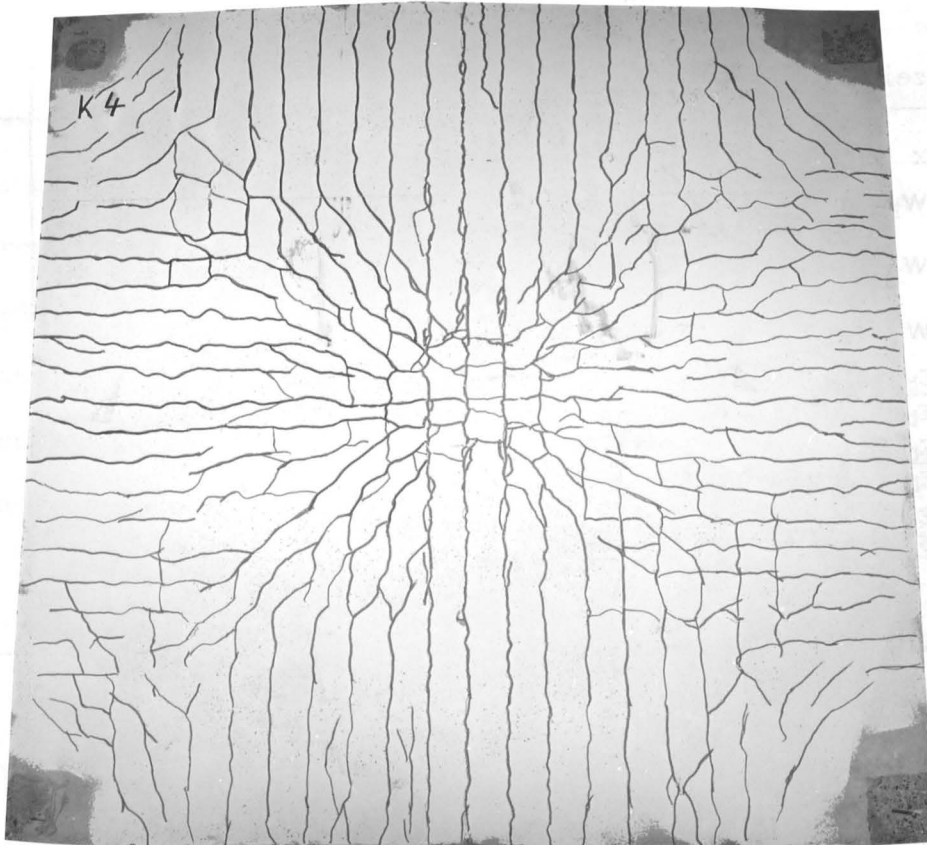
Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	-					Mp
Weg	90					mm
Anstiegszeit t_1	10					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	7,8					Mp
Durchb. $W_{3/4}$	72,5					mm
Durchb. W_2/W_5	54,5/62					mm
Durchb. W_7/W_8	29,5/48					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{1,2/23,6}{0,8/20,0}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/1,2}{1) / 1,3}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b1}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{2,6}{1)}$					%
t_1/t_e	70/47					ms/ms

1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg




Anlage 3.26: Versuchsauswertung Platte 4.9

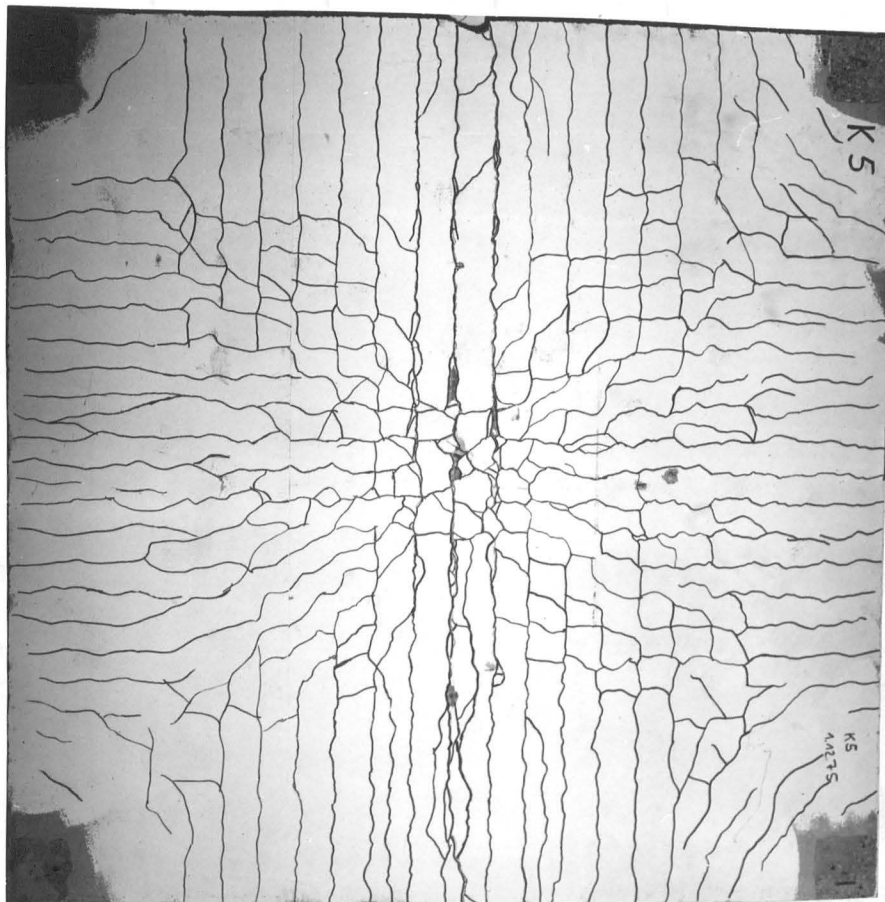
Versuch Nr.	: 17	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K5	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 363 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 16, u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 47 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 438 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm	Stützweiten : 188 cm
	$e_o = 7$ cm	Eigenfrequenz : 23,6/22,1 ⁴⁾ Hz
	$e_u = 8,5$ cm	

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabe						
Impulsform						
Kraft	-					Mp
Weg	100					mm
Anstiegszeit t_1	$6 \cdot 10^5$					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{max}						
Last P_{max}	8,3					Mp
Durchb. $W_{3/4}$	80,5					mm
Durchb. W_2/W_5	58/65					mm
Durchb. W_7/W_8	31/51,5					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{3,2/>25}{2,2/16,0}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/1,2}{-0,4/1,4}$					%
Dehnung $\frac{\epsilon_{b7}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{3,1}{5,0}$					%
t_1/t_e	$3,92 \cdot 10^5/45$					ms/ms

- 1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten
- 2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung
- 3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht
- 4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg



Versuch Nr.	: 18	Lastverteilerplatte: ---
Kennzeichnung:	: K6	Stahlgüte : BSt 42/50
Betongüte β_{w28}	: 363 kp/cm^2	Überdeckg. (gem.) : $u_o = 18, u_u = 9$ mm
Alter am Prüftag	: 57 Tage	Abmessungen : 200 x 200 x 7 cm
Betongüte am Prüftag	: 432 kp/cm^2	Lagerung : 4 Punkte
Bewehrung	: $\phi_o = \phi_u = 8$ mm $e_o = 7$ cm $e_u = 8,5$ cm	Stützweiten : 188 cm
		Eigenfrequenz : 23,1/21,8 ⁴⁾ Hz

Versuchsdurchführung:

Anzahl der Impulse: 1

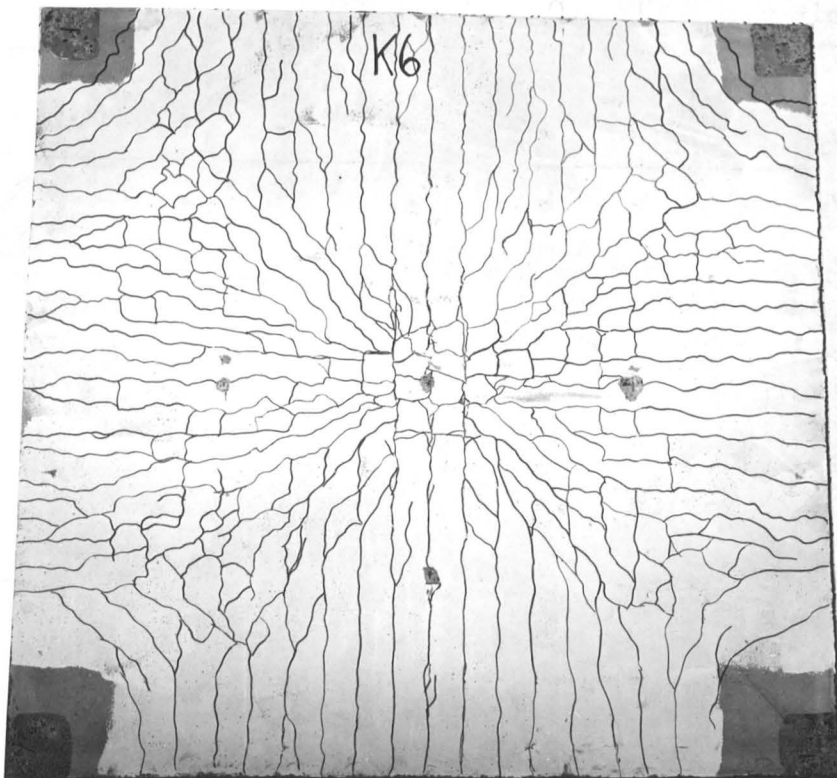
Impuls Nr.	1					Einheiten
Vorgabewerte						
Impulsform						
Kraft	-					Mp
Weg	75					mm
Anstiegszeit t_1	0					ms
Meßwerte zur Zeit von P_{\max}						
Last P_{\max}	8,2					Mp
Durchb. $W_{3/4}$	69,5					mm
Durchb. W_2/W_5	>51/55					mm
Durchb. W_7/W_8	30,5/41					mm
Dehnung $\frac{\epsilon_{b3}/\epsilon_{e3}}{\epsilon_{b4}/\epsilon_{e4}}$	$\frac{2,0/16,6}{1)/19,4}$					‰
Dehnung $\frac{\epsilon_{b2}/\epsilon_{e2}}{\epsilon_{b5}/\epsilon_{e5}}$	$\frac{0,1/0,95}{-0,2/0,85}$					‰
Dehnung $\frac{\epsilon_{b1}}{\epsilon_{b8}}$	$\frac{2,4}{3,7}$					‰
t_1/t_e	68/46					ms/ms

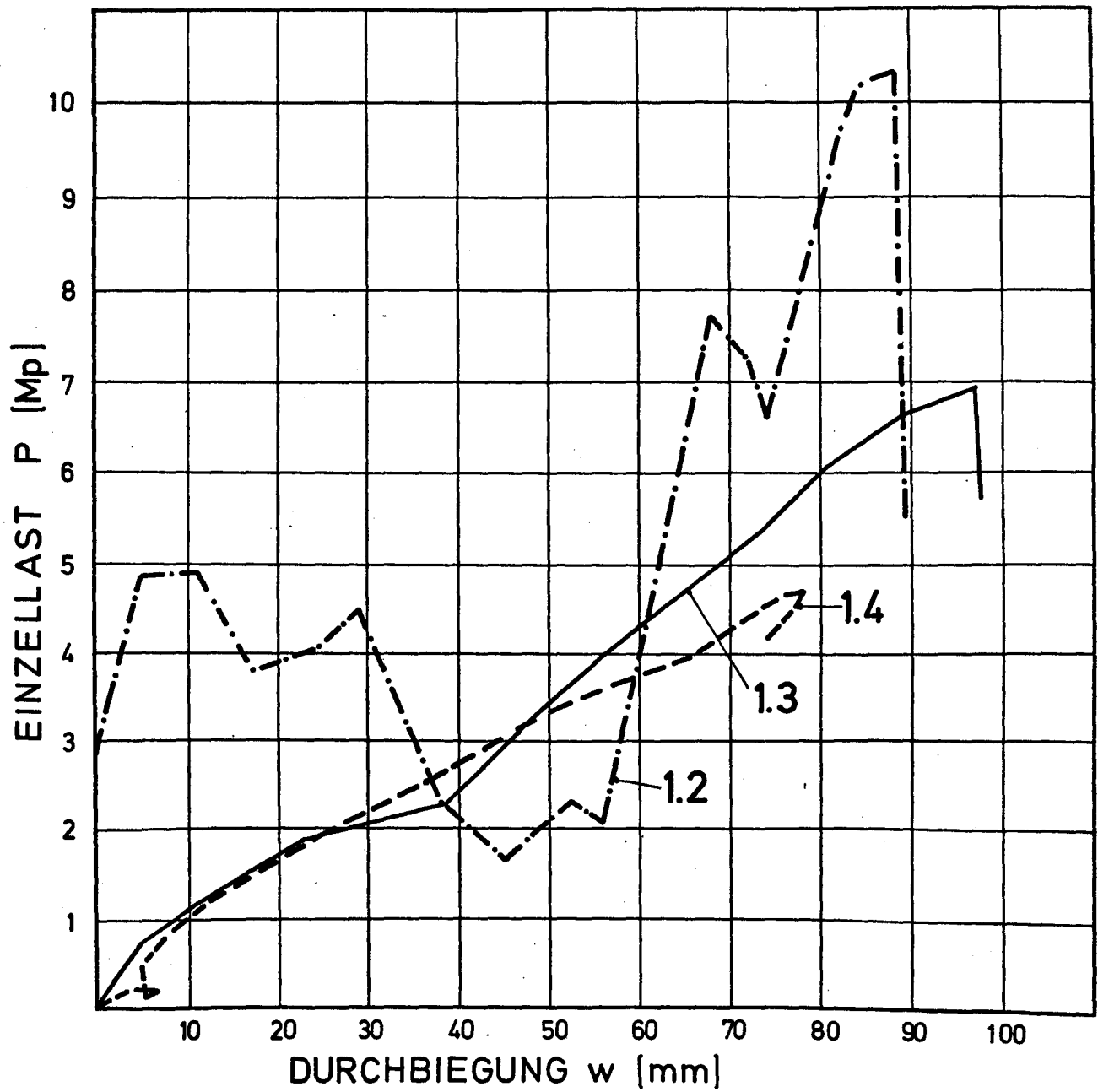
1) keine Meßwerte, weil Geber ausgefallen, verfügbare Meßkanäle anderweitig belegt oder Messung für unwichtig gehalten

2) Meßwerte ungenau, weil zu geringe Auflösung

3) Messung auf einem Bewehrungsstab, der nicht durch die Plattenmitte geht

4) Eigenfrequenz ohne/mit Zusatzmasse von 52 kg





Last-Durchbiegungs-Diagramme

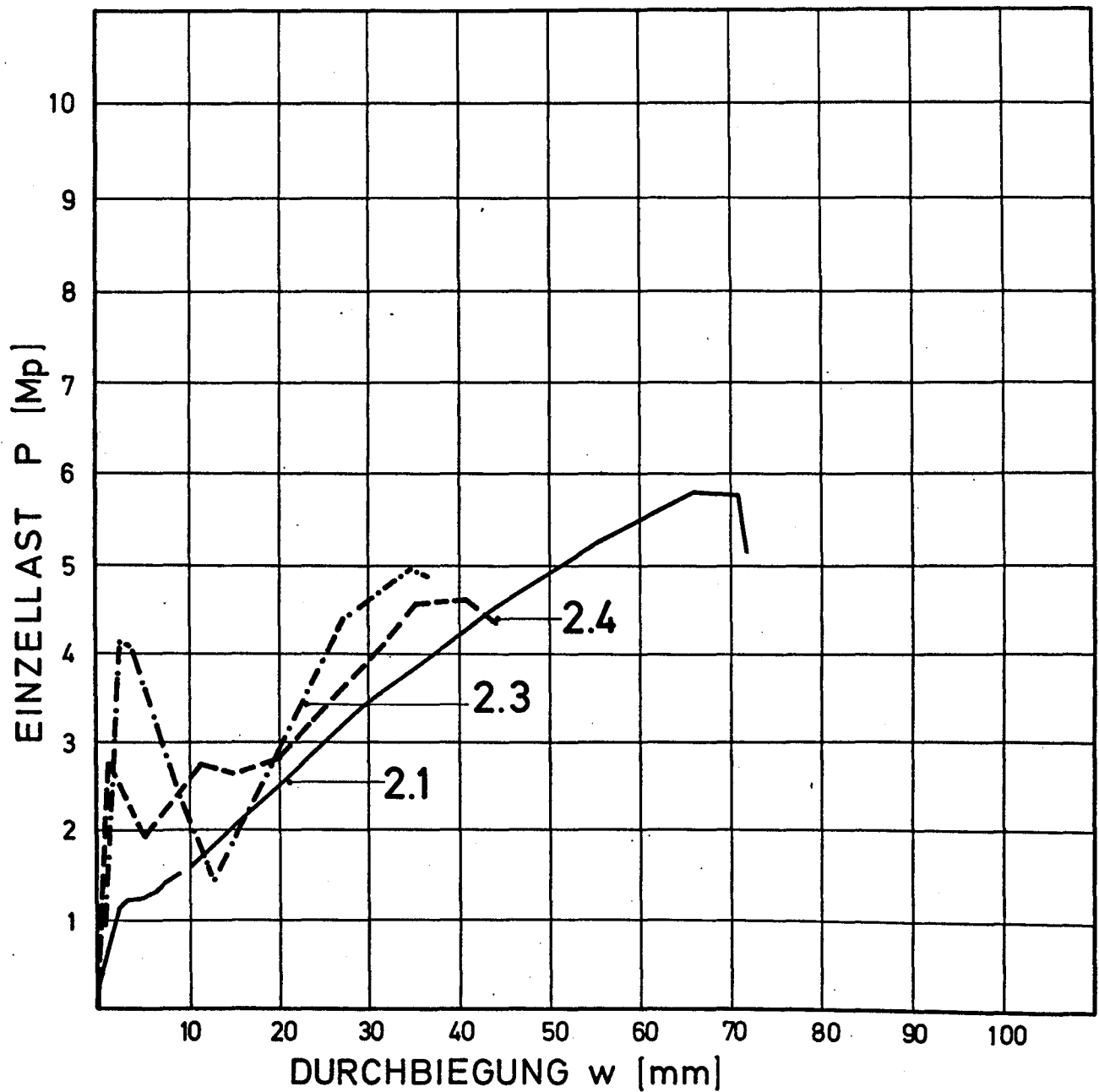
- Plattenserie 1 -

Lastanstiegszeit/Eigenschwingungsdauer:

1.2 : $t_1/t_e = 85 \text{ ms}/80 \text{ ms}$

1.3 : $t_1/t_e = 3,5 \cdot 10^5 \text{ ms}/80 \text{ ms}$

1.4 : $t_1/t_e = 260 \text{ ms}/79 \text{ ms}$



Last-Durchbiegungs-Diagramme

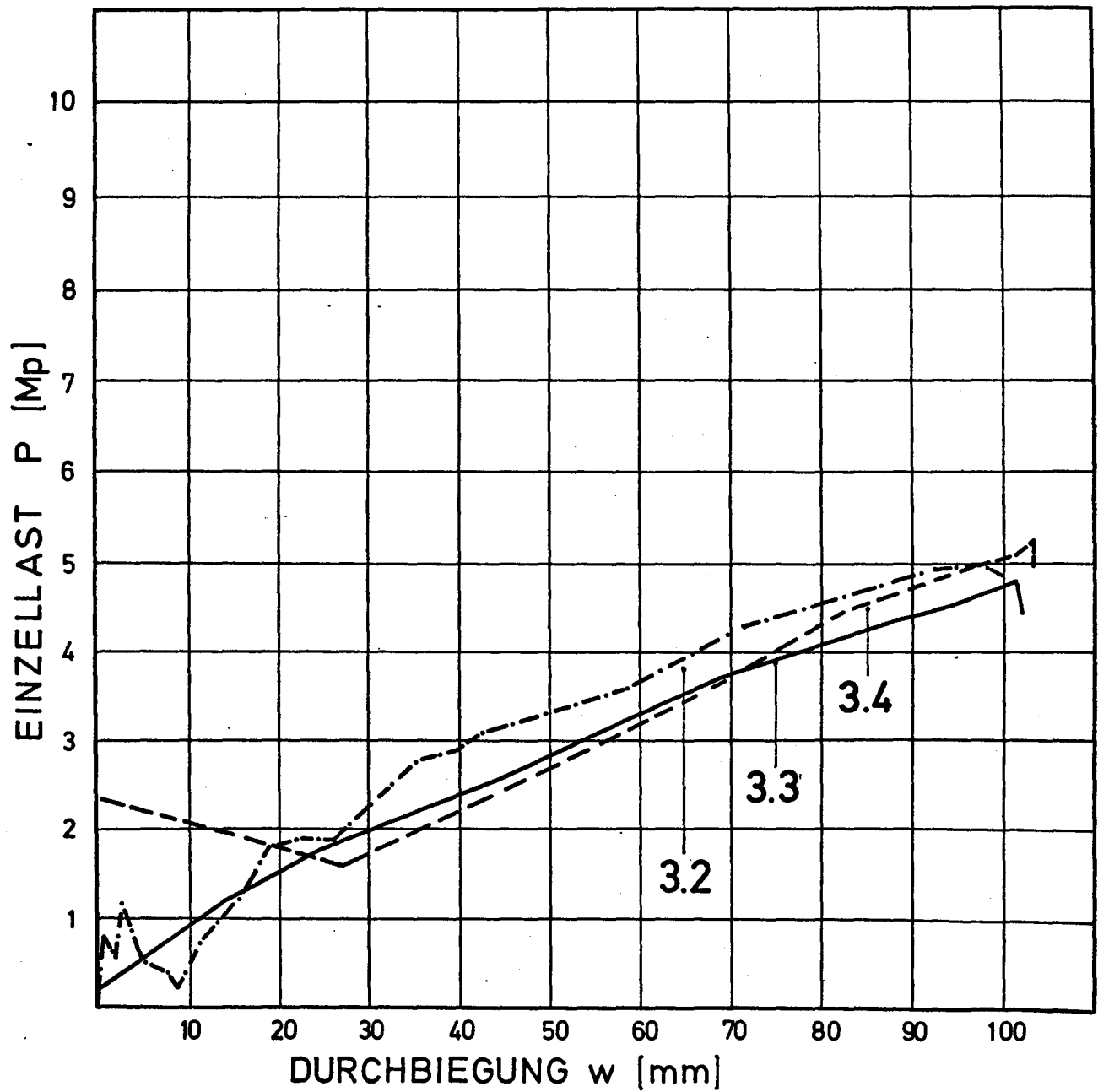
- Plattenserie 2 -

Lastanstiegszeit/Eigenschwingungsdauer:

$$2.1 : t_1/t_e = 4,5 \cdot 10^5 \text{ ms}/27 \text{ ms}$$

$$2.3 : t_1/t_e = 38 \text{ ms}/27 \text{ ms}$$

$$2.4 : t_1/t_e = 50 \text{ ms}/27 \text{ ms}$$



Last-Durchbiegungs-Diagramme

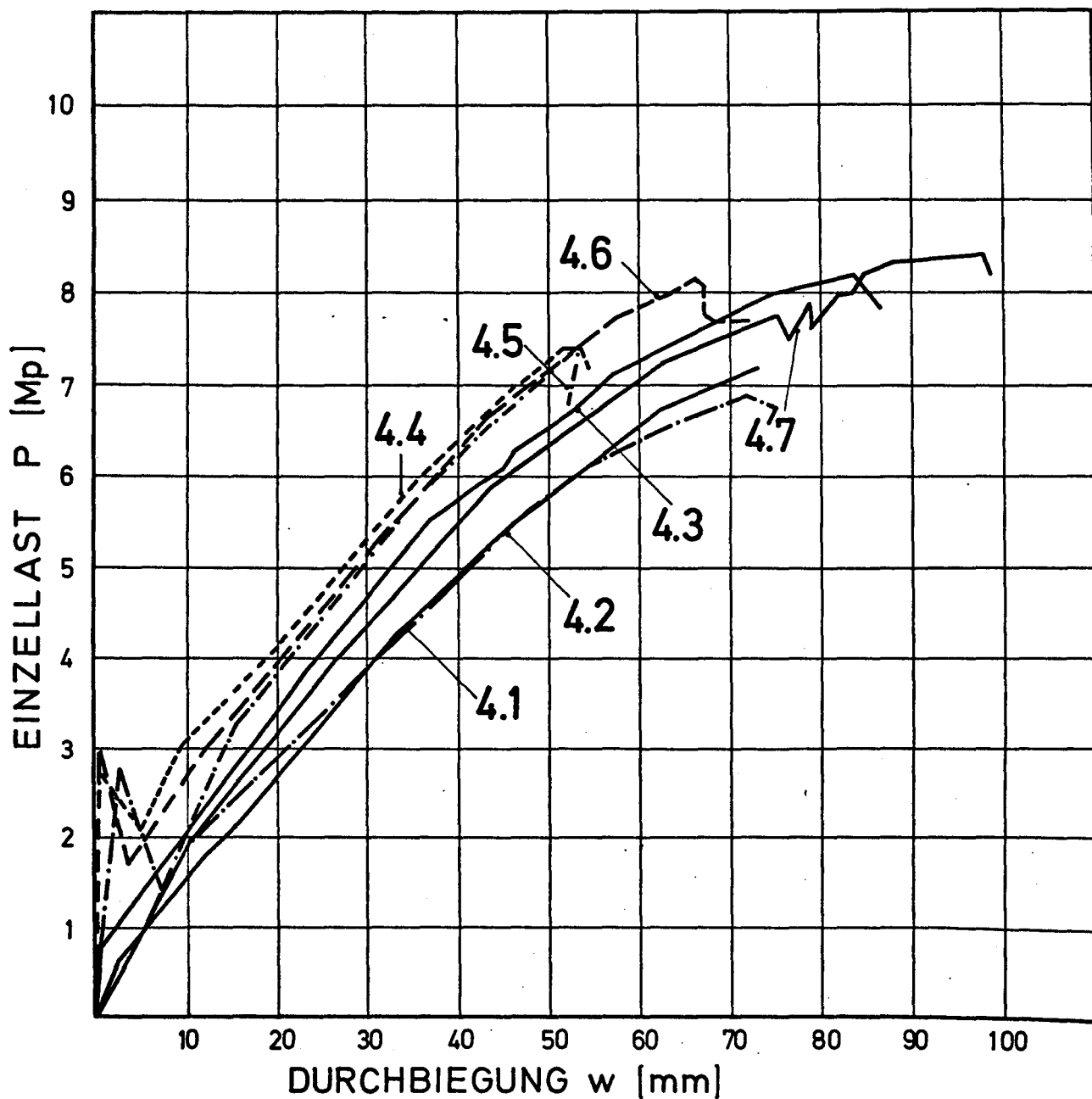
- Plattenserie 3 -

Lastanstiegszeit/Eigenschwingungsdauer:

3.2 : 250 ms/93 ms

3.3 : $2,65 \cdot 10^5$ ms/98 ms

3.4 : $1,8 \cdot 10^3$ ms/92 ms



Last-Durchbiegungs-Diagramme

- Serie 4, Platten mit Kraftregelung -

Lastanstiegszeit/Eigenschwingungsdauer:

4.1 : $1,35 \cdot 10^5$ ms/46 ms

4.2 : 325 ms/43 ms

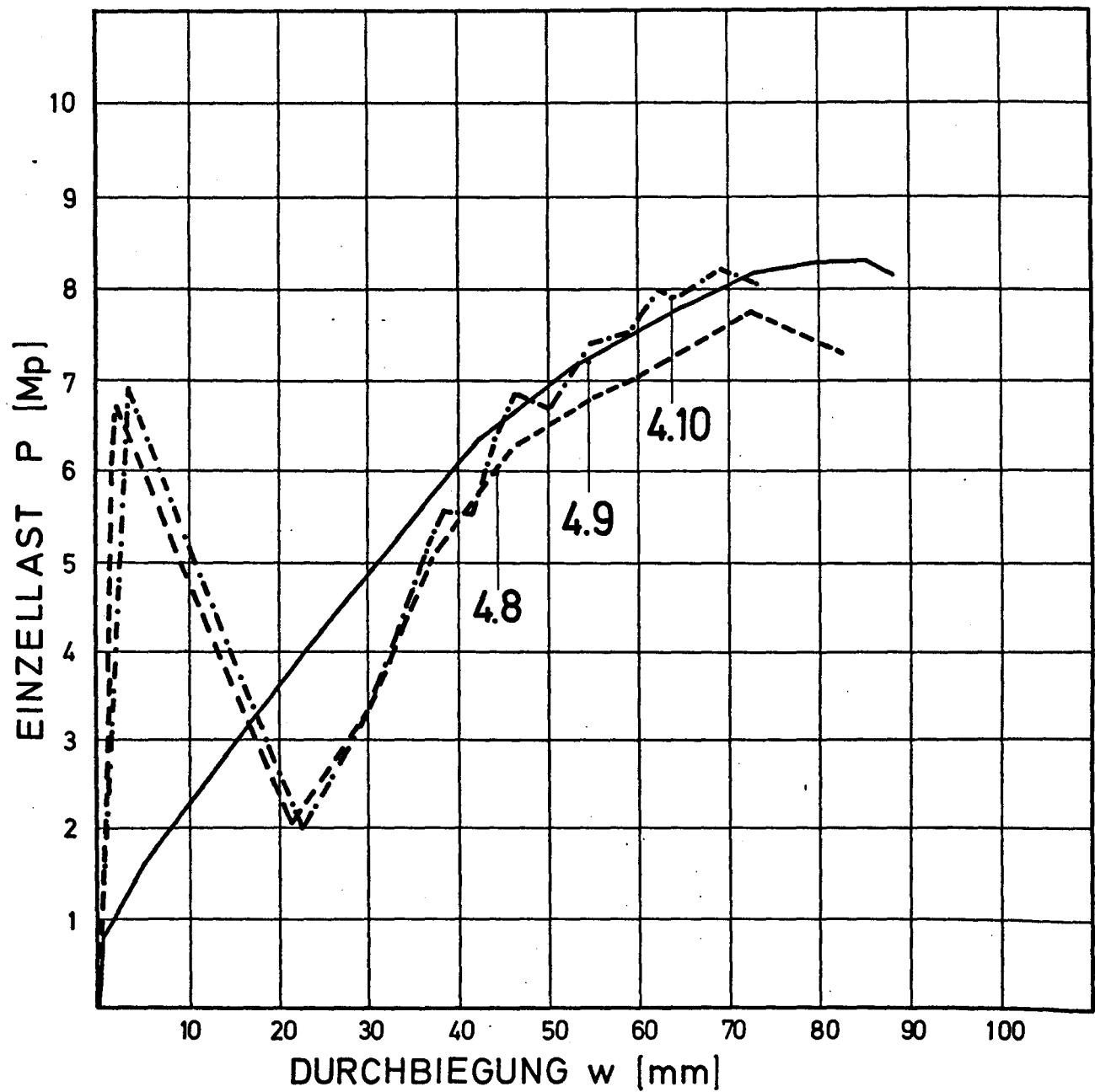
4.3 : $4,35 \cdot 10^5$ ms/50 ms

4.4 : 160 ms/53 ms

4.5 : 175 ms/54 ms

4.6 : 250 ms/45 ms

4.7 : $1,64 \cdot 10^6$ ms/45 ms



Last-Durchbiegungs-Diagramme:

- Serie 4, Platten mit Wegregelung -

Lastanstiegszeit/Eigenschwingungsdauer:

4.8 : 70 ms/47 ms

4.9 : $3,92 \cdot 10^5$ ms/45 ms

4.10: 68 ms/46 ms

- Anlage 3.33 -

- Plattenserie 4 -

Kraft, Durchbiegung, Betonstauchung und Stahldehnung in Plattenmitte zum Zeitpunkt der maximalen Betonstauchung in den Viertelpunkten

($\epsilon_{b2 \max} \approx 0,3 \text{ ‰}$, $\epsilon_{b5 \max} \approx 0,1 \text{ ‰}$)

Platte	4.1	4.3	4.7	4.9	4.2	4.4	4.5	4.6	4.8	4.10	Einheit
Beanspr.- art	statisch				dynamisch						
Regelung	Kraft			Weg	Kraft				Weg		
Zeit	$1,4 \cdot 10^5$	$3,0 \cdot 10^5$	$3,0 \cdot 10^5$	$1,8 \cdot 10^5$	150	80	75	75	30	35	ms
Kraft	5,4	5,6	5,7	5,6	5,4	5,9	5,7	5,7	5,0	5,5	Mp
$w_{3/4}$	46	38	42	37	44	35	35	35	37	38	mm
ϵ_{e3}	10,8	7,1	9,6	5,0	9,0	6,6	5,7	6,3	5,5	4,3	‰
ϵ_{b3}	1,8	1,5	1,8	1,8	1,6	1,5	1,2	1,6	1,1	1,4	‰
ϵ_{e4}	11,1	3,8	8,4	5,0	8,2	5,9	6,2	6,6	7,3	5,6	‰
ϵ_{b4}	1,1	1,5	1,8	1,4	1,5	1,2	1,0	1,3	0,7	1)	‰

1) DMS ausgefallen

Bezeichnung der Meßstellen siehe Anlage 1

- Anlage 3.34 -

- Plattenserie 4 -

Kraft, Durchbiegung, Betonstauchung und Stahldehnung in Plattenmitte am
Ende des linear-elastischen Verformungsbereichs

Platte	4.1	4.3	4.7	4.9	4.2	4.4	4.5	4.6	4.8	4.10	Einheit
Beanspr.- art	statisch				dynamisch						
Regelung	Kraft			Weg	Kraft				Weg		
Zeit	$6,6 \cdot 10^4$	$1,5 \cdot 10^5$	$1,2 \cdot 10^5$	$5,0 \cdot 10^4$	90	50	50	48	15	18	ms
Kraft	2,6	2,7	2,4	2,4	3,2	4,2	4,1	4,2	4,1	5,1	MP
$w_{3/4}$	19	15	13	11	23	21	24	22	11	15	mm
ϵ_{e3}	1,6	1,4	1,4	1,1	1,9	2,4	1,9	3,1	1,9	1,9	%
ϵ_{b3}	0,8	0,8	0,7	1,0	0,9	1,1	0,9	1,1	0,9	0,9	%
ϵ_{e4}	1,4	1,5	1,1	1,3	1,8	2,3	2,3	2,5	2,2	2,0	%
ϵ_{b4}	0,5	0,7	0,6	0,6	0,9	0,8	0,8	0,9	0,5	1)	%

1) DMS ausgefallen

Bezeichnung der Meßstellen siehe Anlage 1

- Anlage 3.35 -

- Plattenserie 4 -

Kraft und Betonstauchung am Plattenrand in Seitenmitte zum
Zeitpunkt der maximalen Betonstauchung in den Viertelpunkten
(I, vgl. Anlage 29) und zum Zeitpunkt des Bruches (II).

Platte	4.1	4.3	4.7	4.9	4.2	4.4	4.5	4.6	4.8	4.10	Einheit
Beanspr.- art	statisch				dynamisch						
Regelung	Kraft			Weg	Kraft				Weg		
Kraft	5,4	5,6	5,7	5,6	5,4	5,9	5,7	5,7	5,0	5,5	Mp
I ϵ_{b7}	1,7	1,1	1,4	1,5	1,3	1,1	1,2	1,4	1,5	1,3	‰
ϵ_{b8}	2,0	1,7	1,7	1,5	1)	1,4	1,4	1,5	1,8	1,7	‰
Kraft P_{max}	7,2	8,0	8,2	8,3	6,9	7,4	7,3	8,1	7,8	8,2	Mp
II ϵ_{b7}	2,4	1,7	5,5	3,1	2,1	1,4	1,7	2,5	2,6	2,4	‰
ϵ_{b8}	5,4	>5,8	3,9	5,0	1)	2,2	2,1	3,0	1)	3,7	‰

1) DMS ausgefallen

Bezeichnung der Meßstellen siehe Anlage 1

Zusammenstellung der Stahldehnungs- und Betonstauchungsgeschwindigkeiten
im Plattenmittelpunkt bei kleinen Beanspruchungen

Platte	Beanspruchungsart	Regelung	$\dot{\epsilon}_{e3}$ ‰/s	$\dot{\epsilon}_{b3}$ ‰/s	$\dot{\epsilon}_{e4}$ ‰/s	$\dot{\epsilon}_{b4}$ ‰/s
1.3	statisch	Kraft	1)	1)	0,01	1)
2.1		Weg	1)	1)	0,03	1)
3.3		Kraft	0,01	0,008	0,01	0,008
4.1			0,02	0,01	0,02	0,008
4.3			0,01	0,005	0,01	0,005
4.7			0,01	0,006	0,01	0,005
4.9		Weg	0,02	0,02	0,03	0,01
1.2	dynamisch	Kraft	1)	1)	68	1)
1.4			1)	1)	10	1)
2.3		Weg	1)	1)	33	1)
2.4			1)	1)	48	1)
3.2		Kraft	11	10	14	4
3.4			14	8	13	4
4.2			20	10	20	10
4.4			40	20	46	16
4.5			37	18	47	15
4.6			65	22	52	19
4.8		Weg	128	42	146	36
4.10			110	53	112	1)

1) Wegen zu geringer Anzahl simultan verfügbarer Meßkanäle nicht gemessen
oder DMS ausgefallen

Bezeichnung der Meßstellen siehe Anlage 1

Übersicht über Art und Anzahl der zur Ermittlung des geschwindigkeits-
abhängigen Materialverhaltens geprüften Probekörper

P l a t t e				betonierte Probekörper					geprüfte Probekörper 1)										
Bezeichnung	Beanspr.		Regelungsart	Resultat	Würfel 20x20	Zyl. 6,5 Ø	Prismen 10x10x30	Prismen 15x15x70	Balken 10x15x70	Summe	Würfel 20x20	Würfel 6x6		Prismen 6x6x20		Zylinder 6,5 Ø		Summe	
	statisch	dynamisch										langsam	schnell	langsam	schnell	langsam	schnell		
1.1	x		K	+	6					6	6							6	
1.2		x	K	+	6					6	6							6	
1.3	x		K	+	6			3	3	12	6							6	
1.4	x	x	K	+	6	8		3	3	20	6	3	3	4	3	3	3	25	
2.1	x		W	+	6					6	6							6	
2.2	-	-	-	-	6					6	6							6	
2.3		x	W	+	6					6	6							6	
2.4		x	W	+	6					6	6							6	
3.1	-	-	-	-	8	8	3			19	6			3	3	3	3	18	
3.2		x	K	-	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
3.3	x		K	-	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
3.4		x	K	+	8	8	3			19	6	3	3	4	3	3	3	25	
4.1	x		K	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.2		x	K	+	8		3			11	6	3	3	3	3	4	2	24	
4.3	x		K	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.4		x	K	+	8	8				16	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.5					8	8	3			19									
4.6					8	8	3			19									
4.7	x		K	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.8		x	W	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.9	x		W	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
4.10		x	W	+	8	8	3			19	6	3	3	3	3	3	3	24	
22				16						323									350

¹⁾ Beanspruchungsgeschwindigkeit:
langsam: $\dot{\epsilon} = 10^{-5} \text{ s}^{-1} = 0,01 \text{ \%o/s}$
schnell: $\dot{\epsilon} = 10^{-2} \text{ s}^{-1} = 10 \text{ \%o/s}$

lfd. Nr.	Balken Nr.	f_o (Hz)	f_m (Hz)	t_{eo} (ms)	t_{em} (ms)	Bela- stungs- geschw. (kN/s)	Kolben- geschw. (mm/s)	Lastan- stiegs- zeit t_1 (ms)	t_1/t_{eo}	t_1/t_{em}	$\dot{\epsilon}_e$ (%/s)	$\dot{\epsilon}_b$ (%/s)	P_{max} (kN)	Stand- zeit (s)	Verfor- mungs- flächen- Bruch- zeit (cm ²)	$\frac{P_{max}}{P_{max sta}}$
1	1.1	89,3	68,0	11,2	14,7	0,2	0,015	370 s	/	/	0,01	0,004	67,9	/	>280	1,0
2	1.2	89,8	66,2	11,1	15,1	2500	280	≈50	≈4,5	3,3	145	120	72,5	0,26	>300	1,07
3	1.3	80,0	62,5	12,5	16,0	1700	200	30	2,4	1,9	60	40	71,1	>400s	>300	1,05
4	1.4	82,1	73,0	12,2	13,7	11300	1050	5	0,41	0,36	470	260	72,6	>1	>300	1,07
5	1.5	/	/	/	/	11360	995	5	/	/	360	200	72,4	≈430s	>250	1,07
6	2.1	86,2	73,0	11,6	13,7	0,2	0,017	370s	/	/	0,006	0,005	73,2	/	≈ 160	1,0
7	2.2	87,7	78,7	11,4	12,7	14500	925	4	0,35	0,31	305	200	79,1	0,380	> 450	1,08
8+)	2.3	87,3	75,5	11,5	12,9	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
9	2.4	88,5	78,7	11,3	12,7	15830	975	5	0,44	0,39	460	200	82,0	315	≈ 235	1,12
10	2.5	87,6	77,5	11,4	12,9	11600	980	5	0,44	0,39	430	240	81,0	280	≈ 280	1,11
11	3,1	80,4	69,4	12,4	14,4	0,22	0,03	>230s	/	/	0,01	0,006	49,6	/	≈ 180	1,0
12	3,2	76,1	66,4	13,1	15,1	800	95	80	6,1	5,3	40	15	52,4	0,33	> 300	1,06
13	3,3	77,7	65,5	12,9	15,3	470	50	≈1000	77,5	65,4	15	7	51,5	1,3	≈ 430	1,04
14	3,4	78,5	68,5	12,7	14,6	12550	1000	4,5	0,35	0,31	370	211	53,8	417	≈ 325	1,08
15	3,5	72,8	64,2	13,7	15,6	14350	900	4	0,29	0,26	420	380	57,4	(30)	≈ 470	1,16
16	4,1	75,7	67,0	13,2	14,9	0,24	0,02	≈230s	/	/	0,01	0,006	47,6	/	>160	1,00
17	4,2	77,7	69,4	12,9	14,4	970	70	≈80	≈6,2	≈5,6	60	30	51,2	0,23	≈295	1,08
18	4,3	77,3	69,1	12,9	14,5	600	40	≈230	17,8	15,9	15	10	49,4	1,4	≈255	1,04
19	4,4	79,3	65,9	12,6	15,2	11600	1100	5	0,40	0,33	370	215	57,9	305	≈210	1,22
20	4,5	75,8	67,3	13,2	14,9	11600	1050	5	0,38	0,36	320	210	57,9	18'22"	>210	1,22

+) Durch einen Ausfall der Registriereinrichtung sind keine Meßergebnisse angebbbar.

Anlage 4.1: Übersicht über die Untersuchungen an Stahlbetonbalken

Anlage 4.2: Betonrezeptur für die Balken

Für 1 m³ Frischbeton wurden verwendet:

Zuschlag: Größtkorn 16 mm
(Sieblinie (s.u.) im "brauchbaren" bzw.
"günstigen" Bereich nach DIN 1045) 1919 kg

Zement: PZ 350 F 234 kg

Wasser (gesamt): 187 kg

$\frac{W}{Z}$ - Wert: 0,80

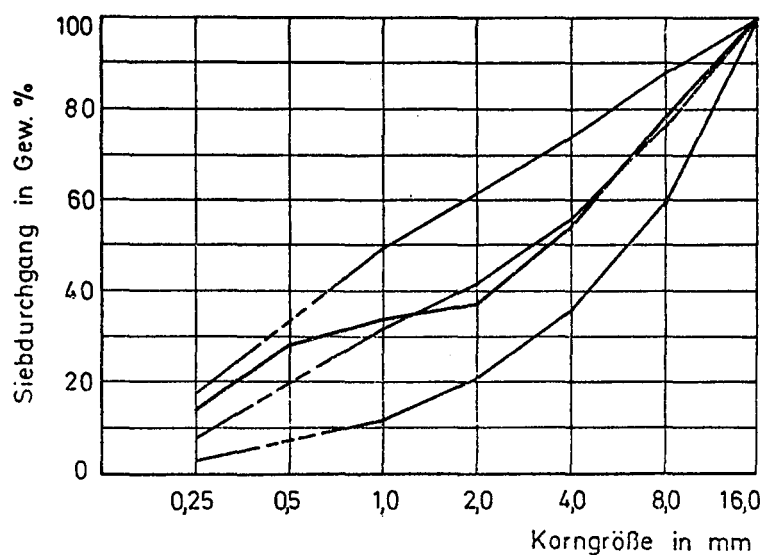
Frischbetoneigenschaften:

Rohdichte 2,34 kg/dm³

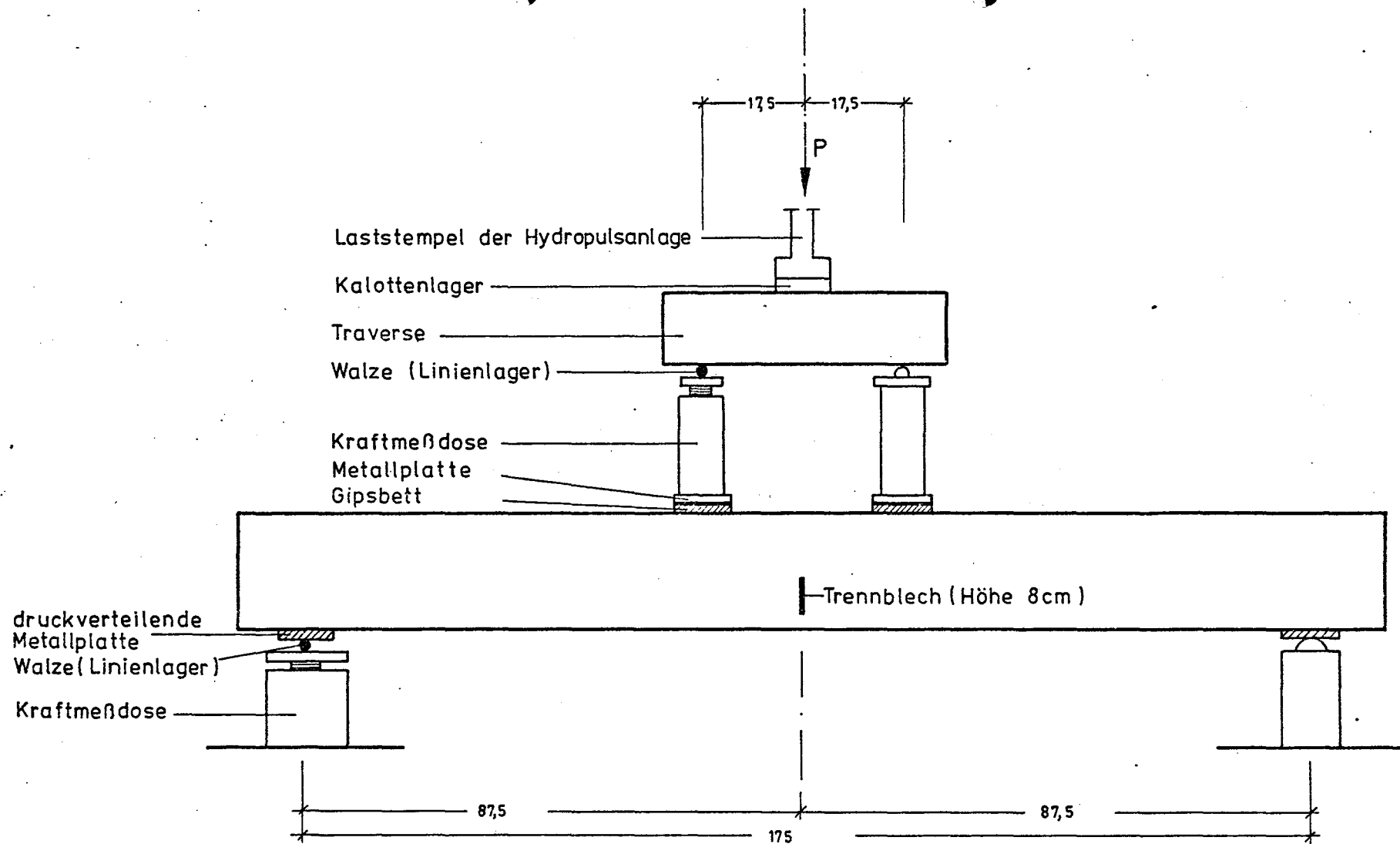
Ausbreitmaß 34,5 cm

Verdichtungsmaß ca. 6,5 cm

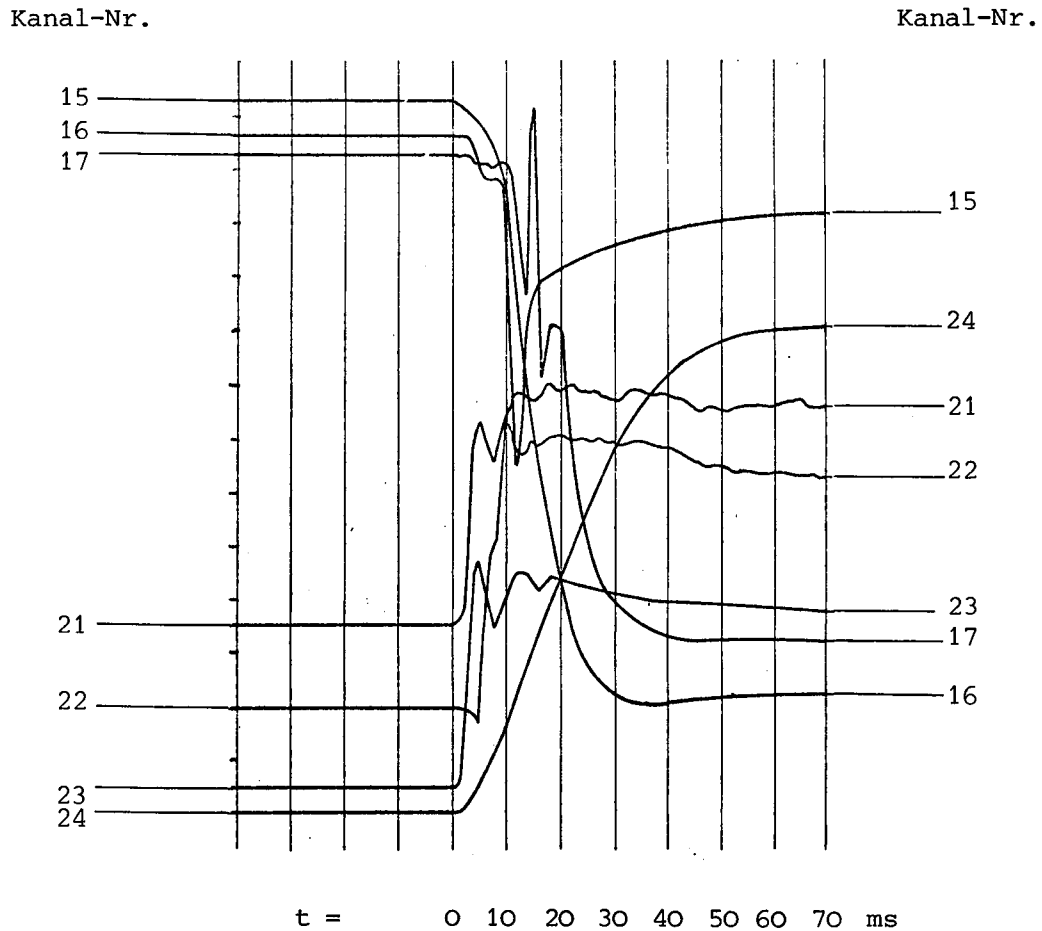
Druckfestigkeiten: $\beta_{w28} = 26,5 \dots 30,1 \text{ N/mm}^2$



Sieblinie der verwendeten Zuschlagstoffe



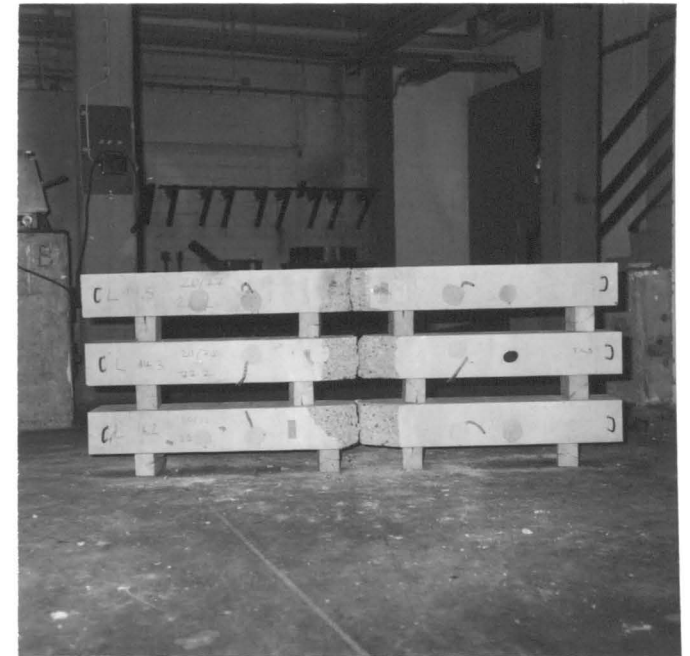
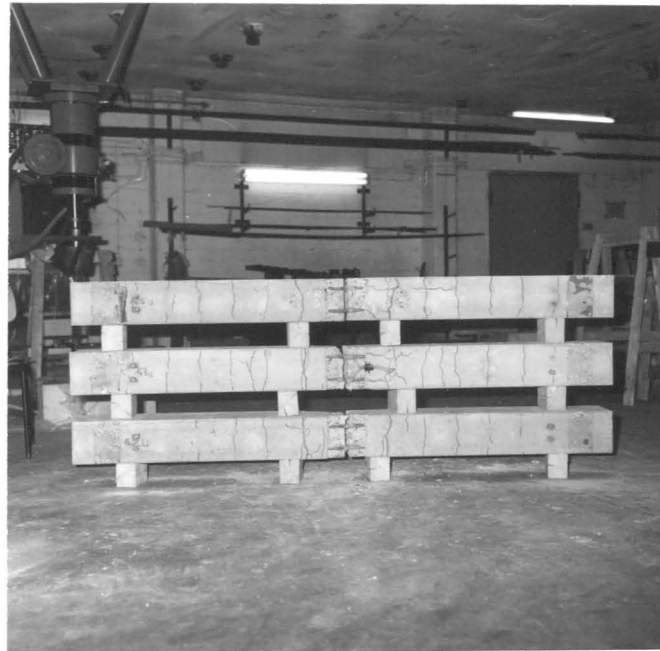
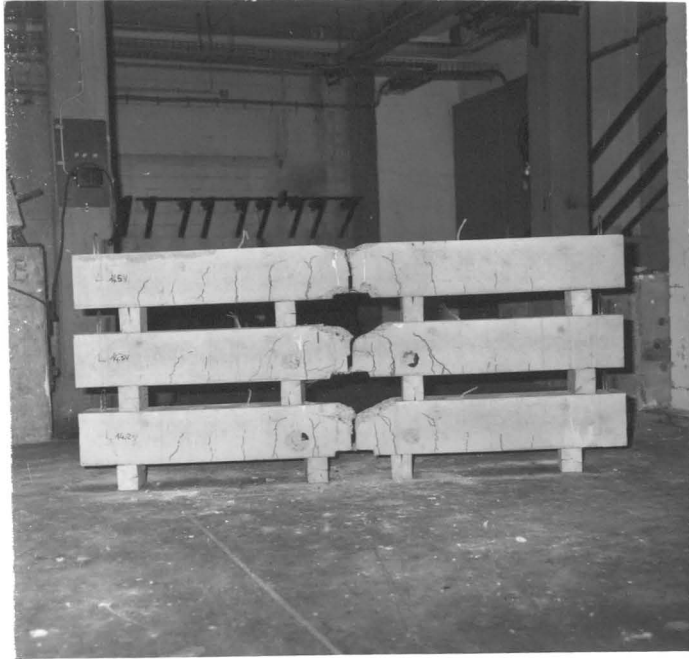
Anlage 4.3: Belastungsschema



Anlage 4.4: Beispiel für die Meßwertaufzeichnung eines Balkenversuchs (Balken 3.5)

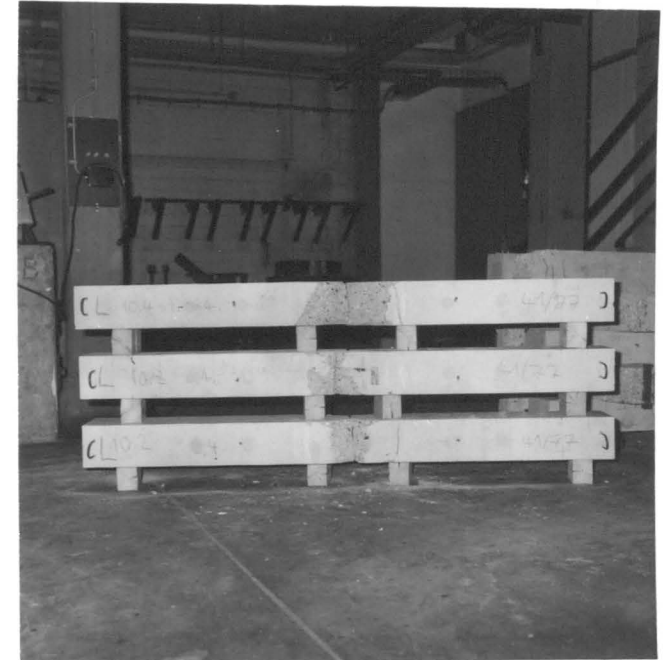
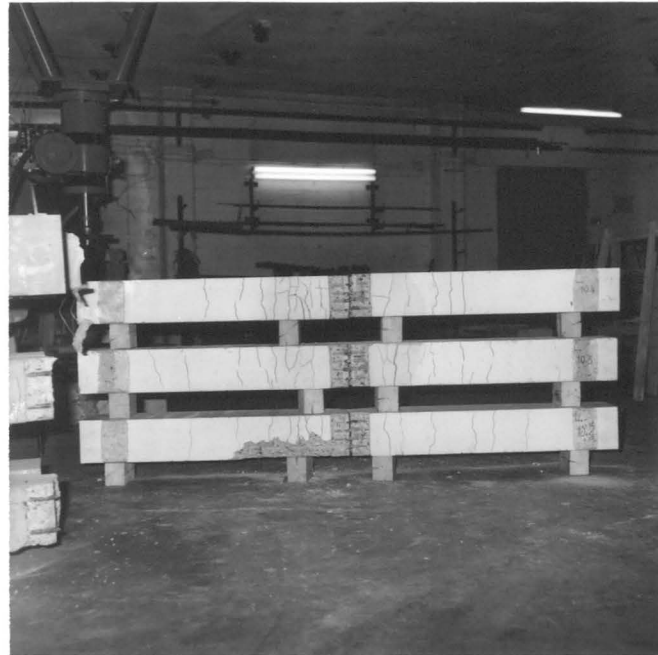
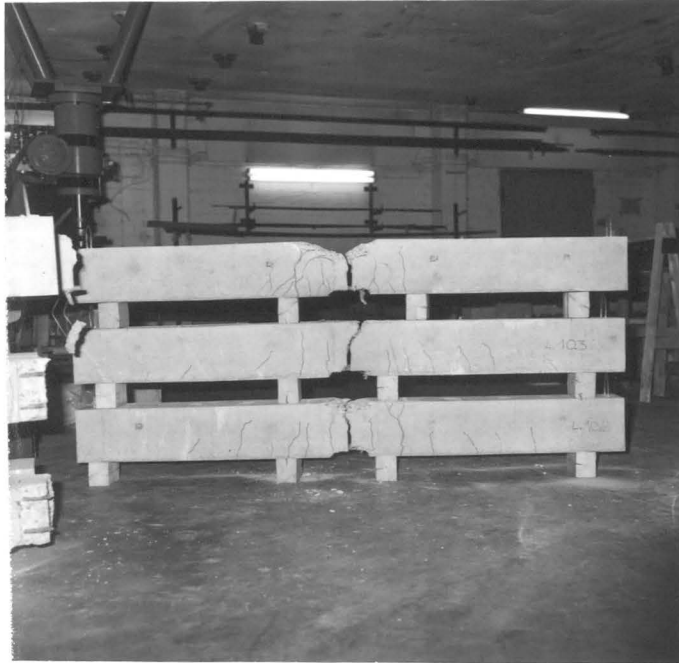
es bedeuten:

Kanal 16	Stauchung in der Druckzone	(1 Teilstrich $\approx 0,276 \text{ }^{\circ}/\infty$)
Kanal 17	Dehnungen der Stähle	(1 Teilstrich $\approx 0,213 \text{ }^{\circ}/\infty$)
Kanal 21	Einleitungskraft	(1 Teilstrich $\approx 0,5602 \text{ kN}$)
Kanal 22	Auflagerkraft	(1 Teilstrich $\approx 0,5317 \text{ kN}$)
Kanal 23	Kolbenkraft	(1 Teilstrich $\approx 1,295 \text{ kN}$)
Kanal 24	Kolbenweg	(1 Teilstrich $\approx 0,423 \text{ mm}$)

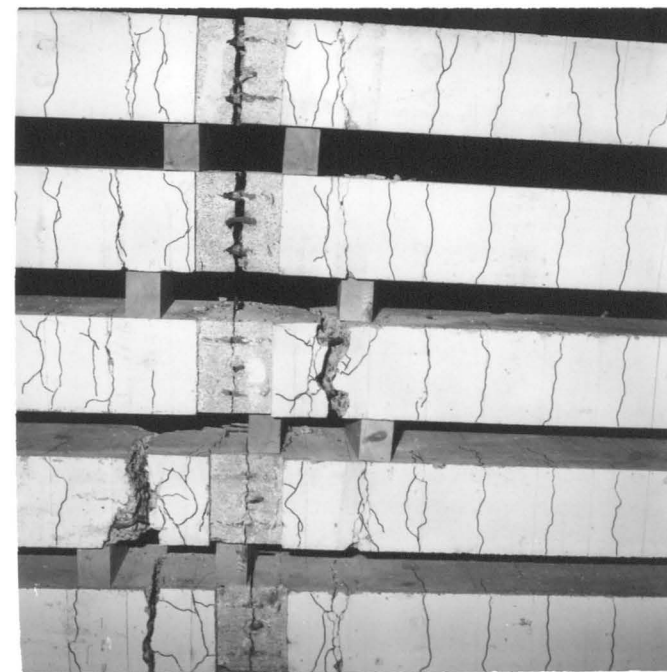
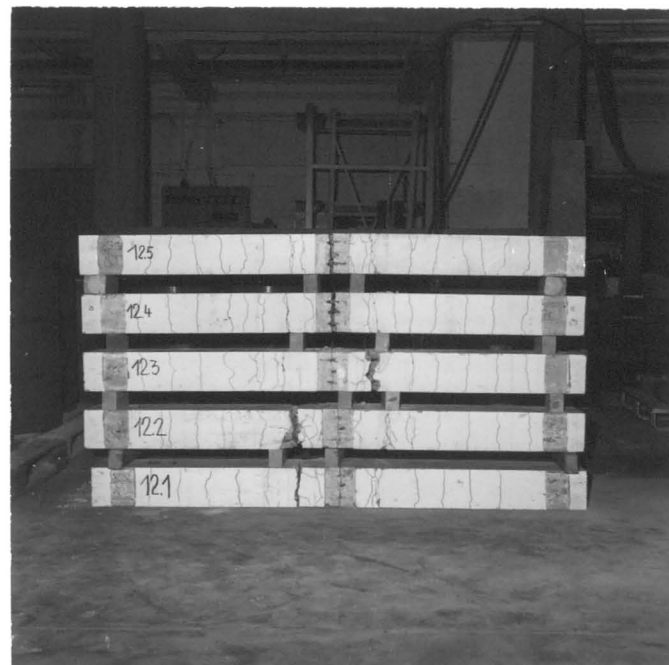
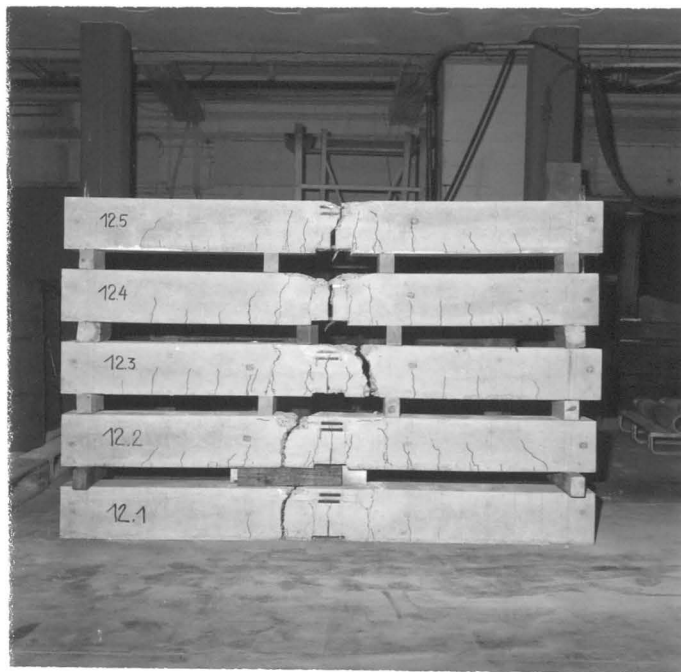


- Anlage 4.5 -

Rißbilder von Balken der Serie 1

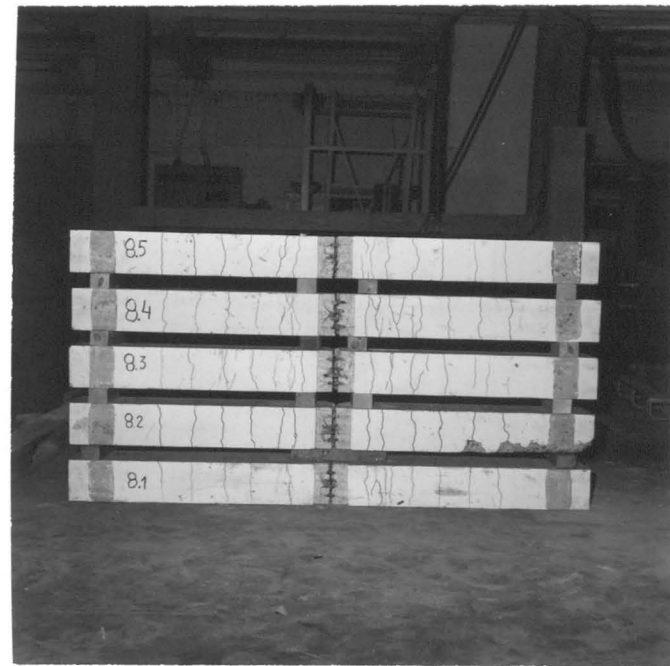
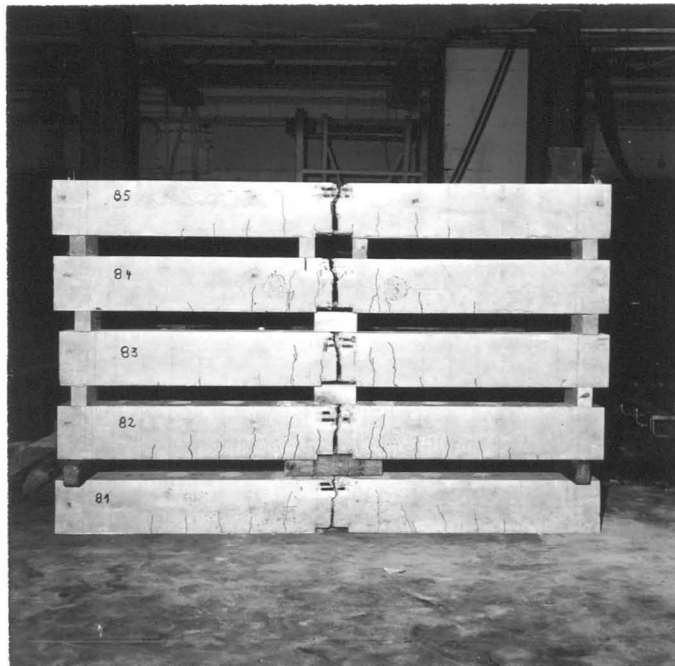


Rißbilder von Balken der Serie 2

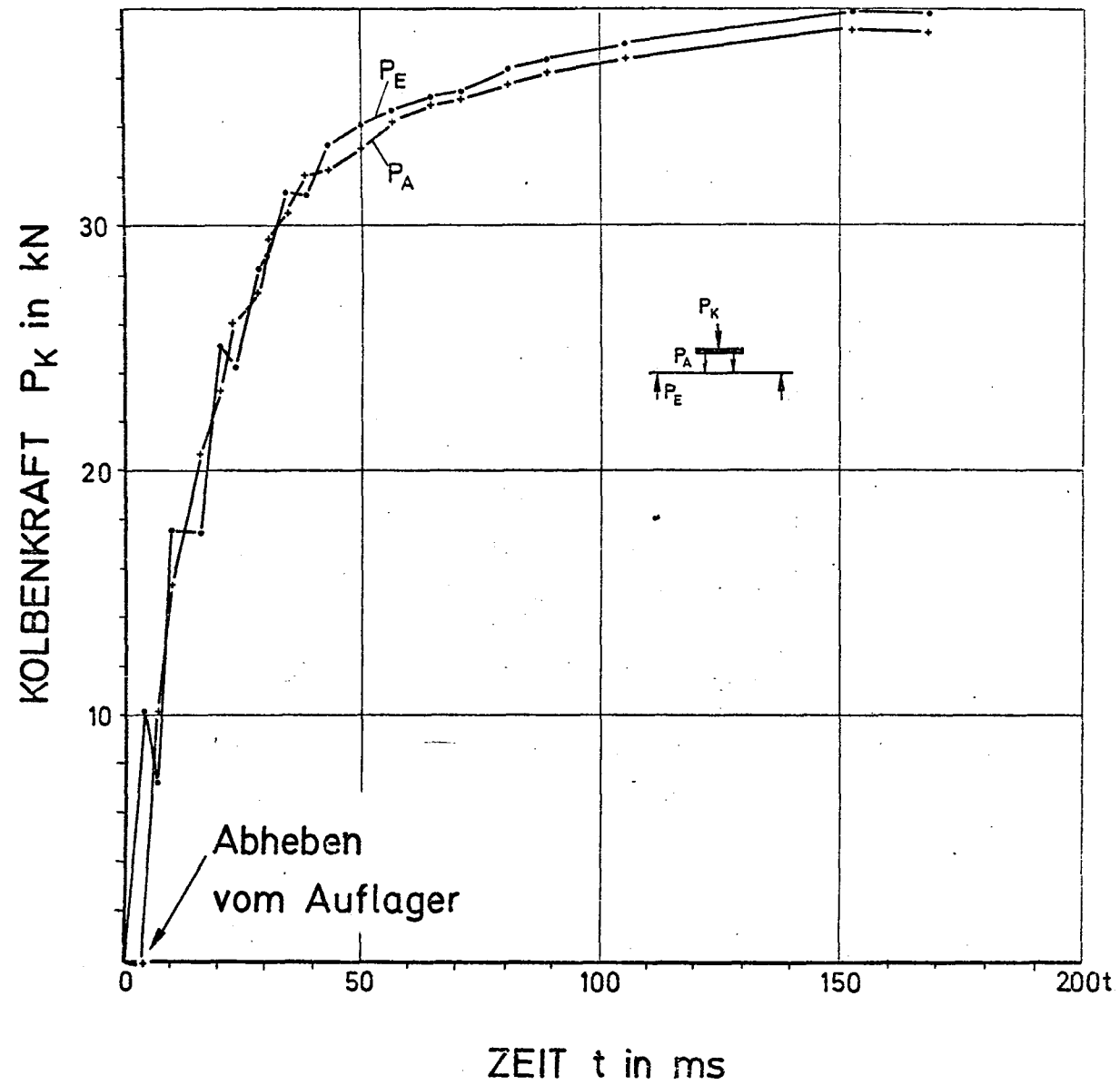


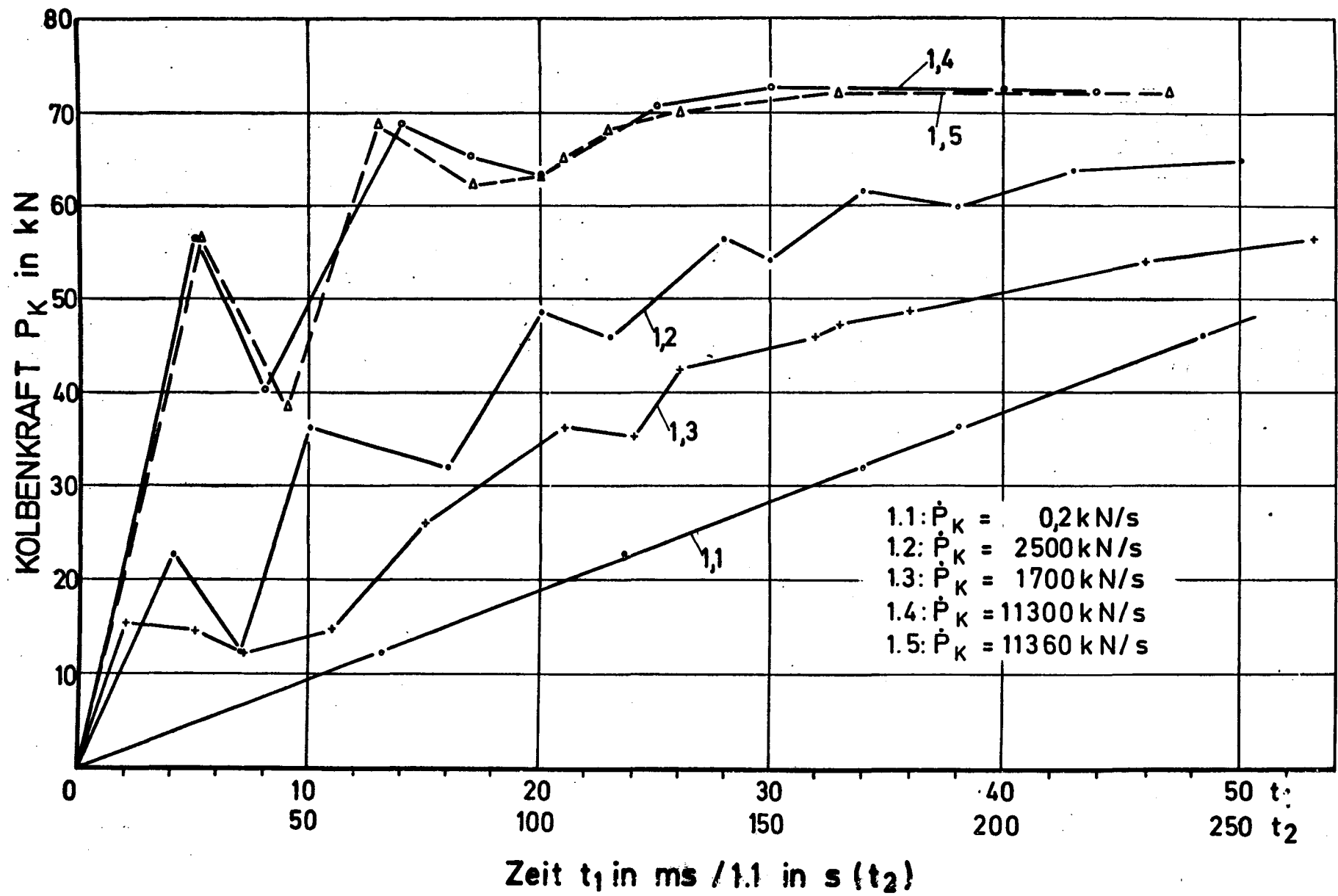
- Anlage 4.7 -

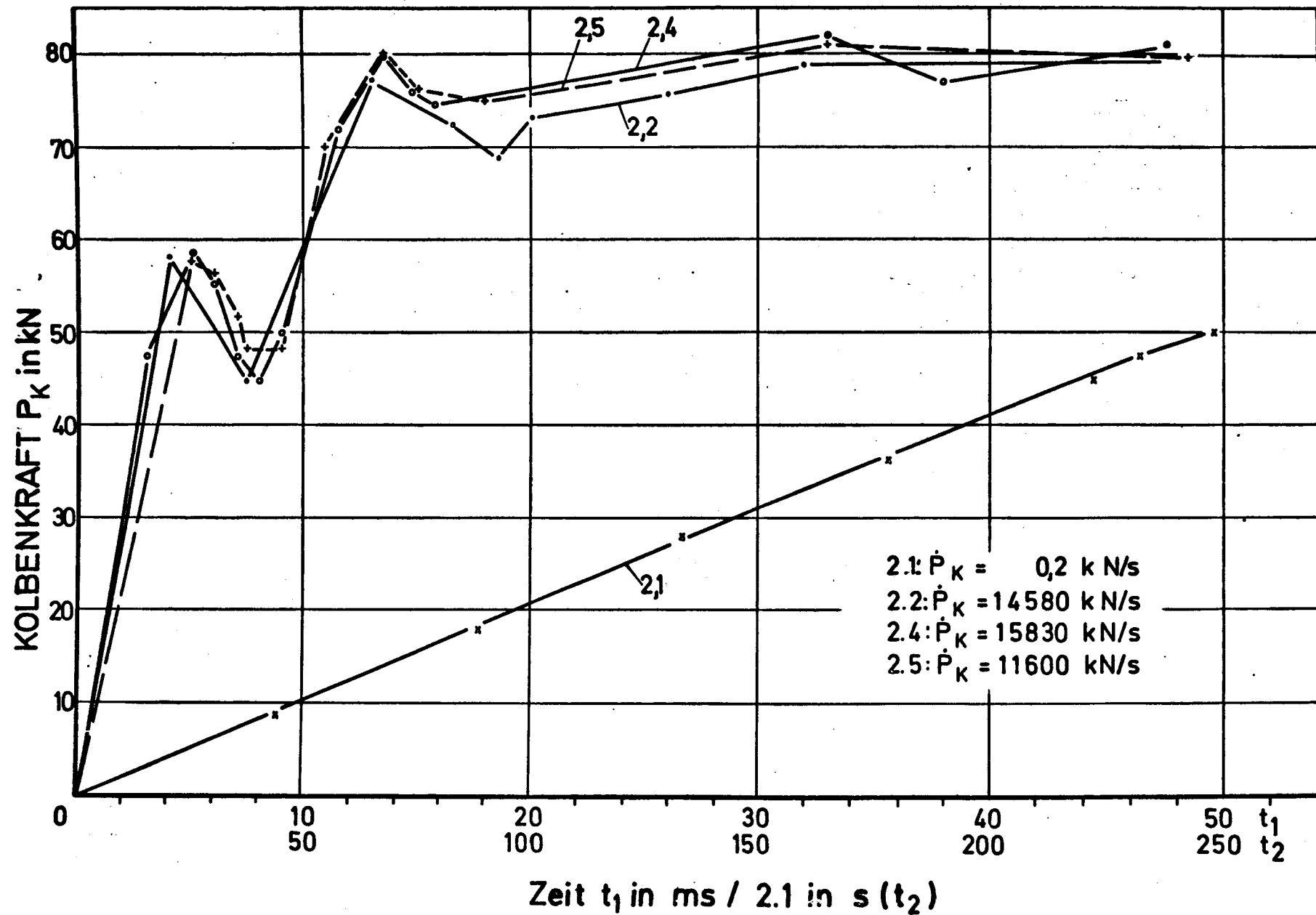
Rißbilder von Balken der Serie 3

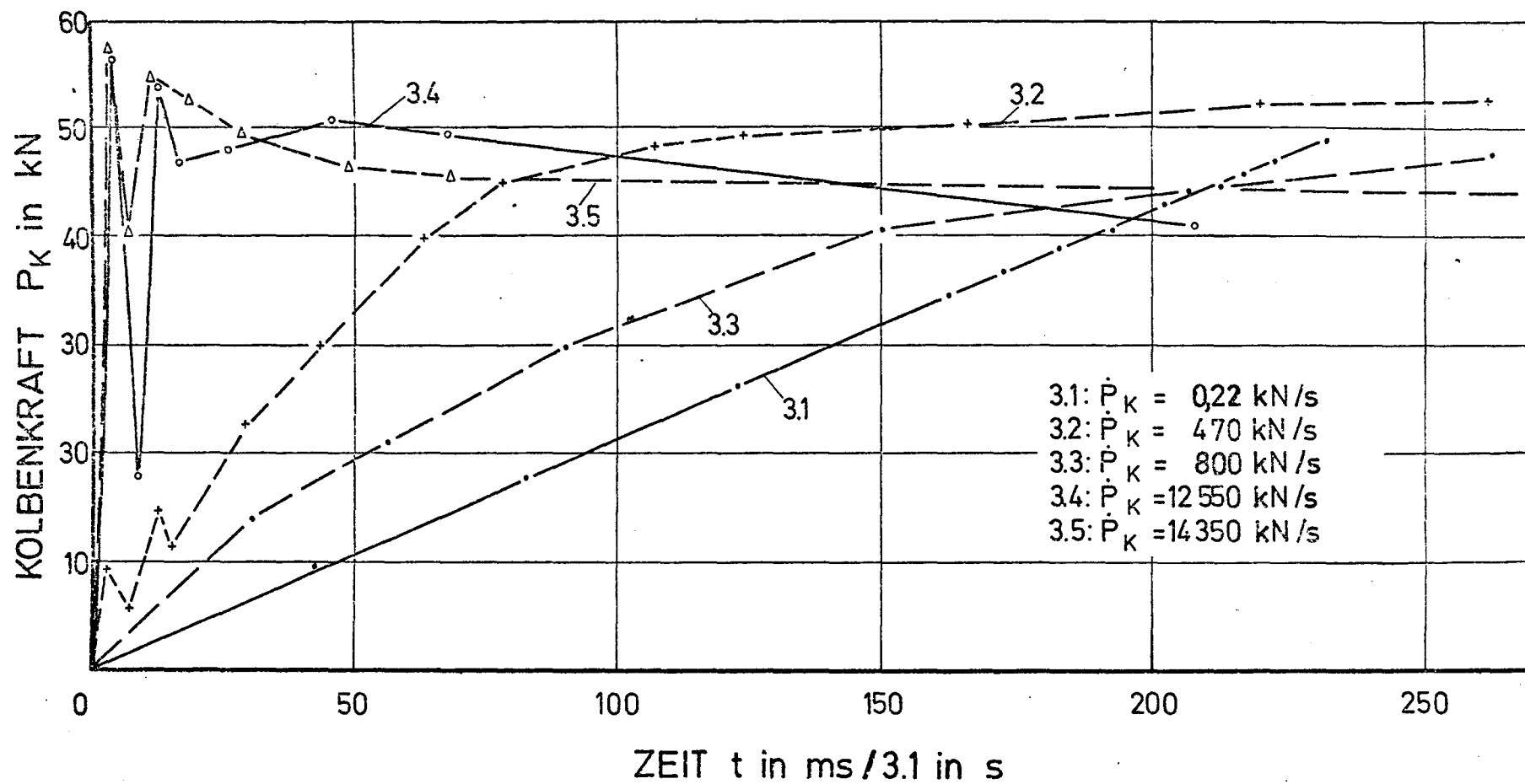


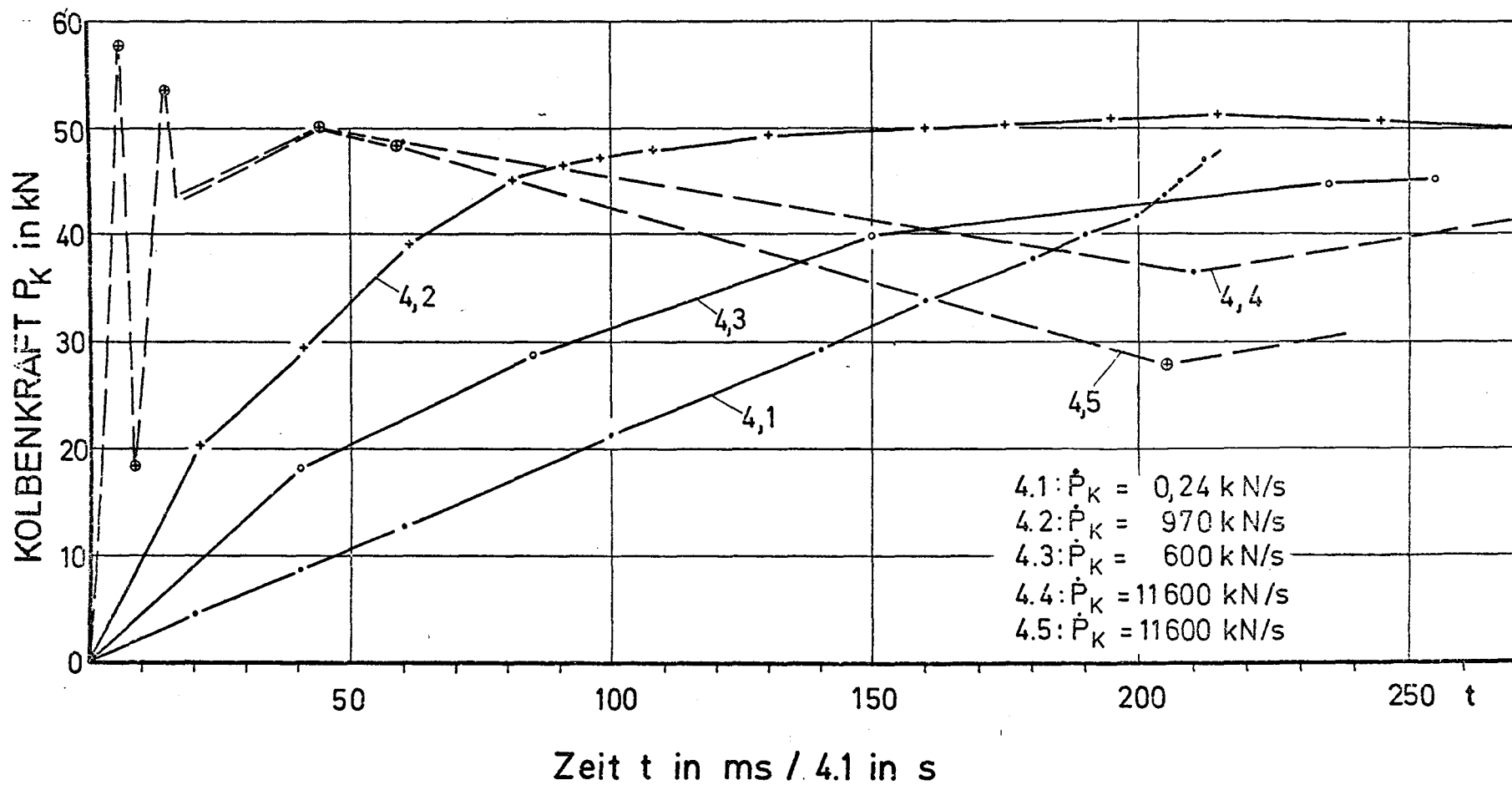
Rißbilder von Balken der Serie 4

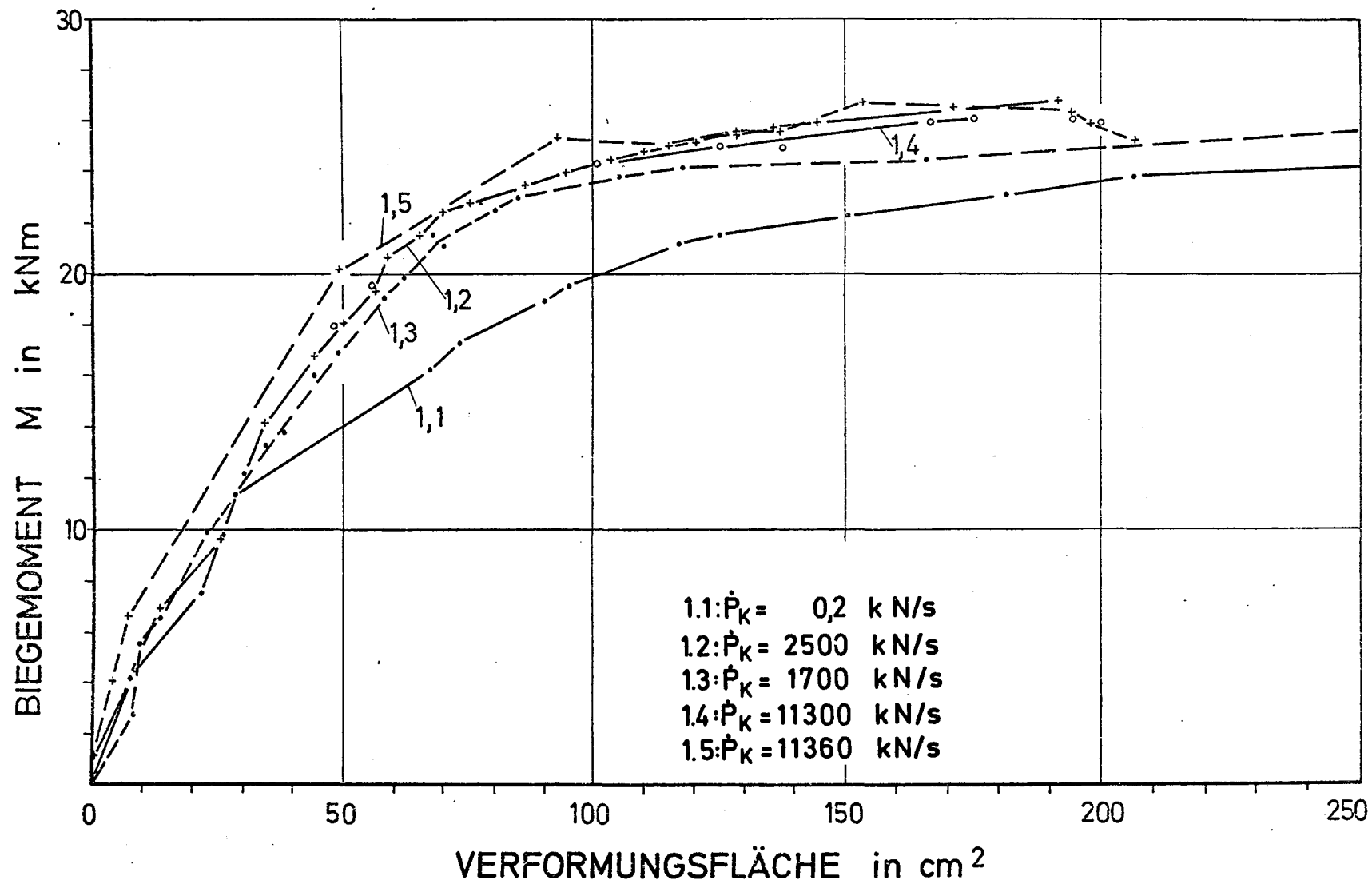


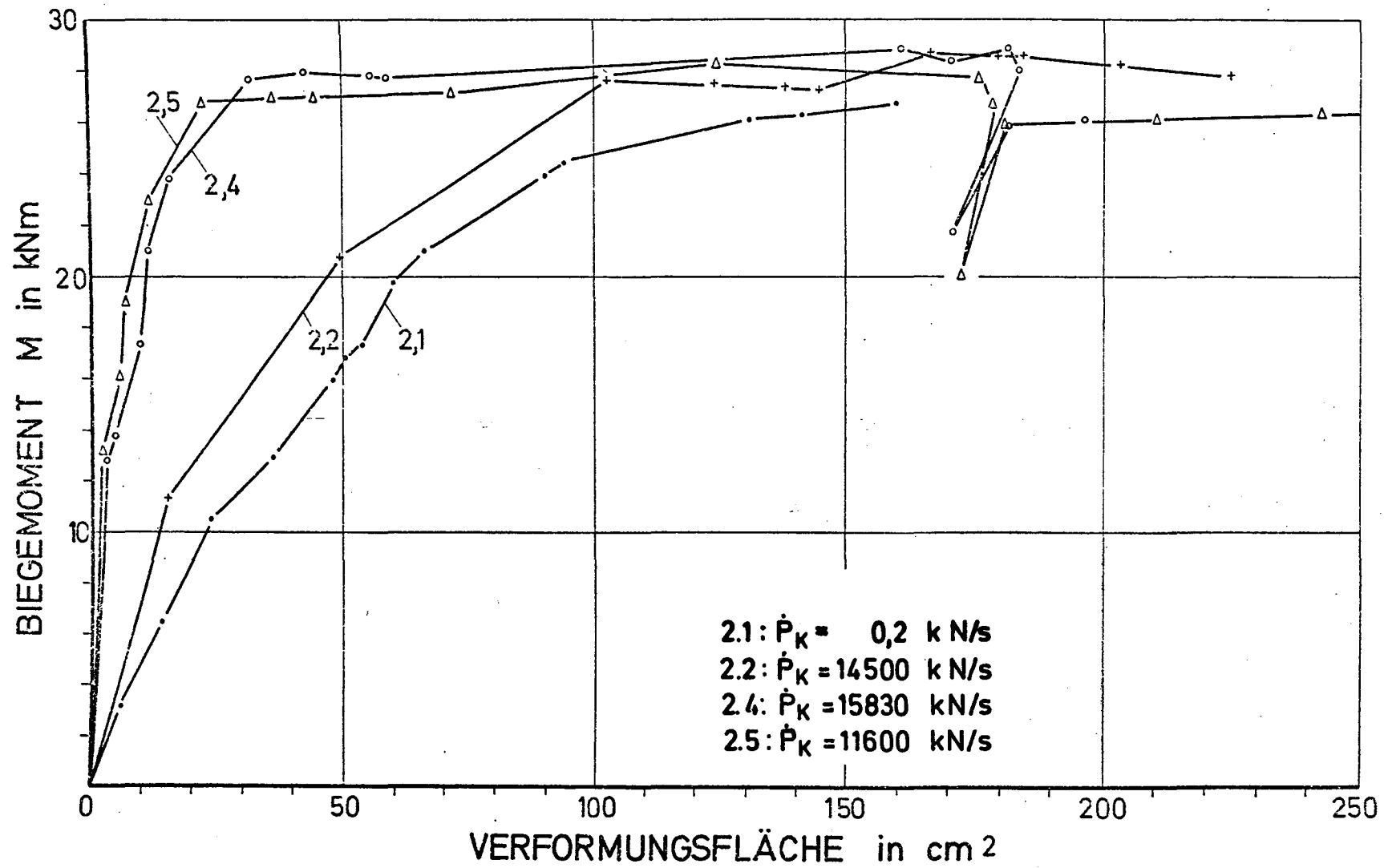


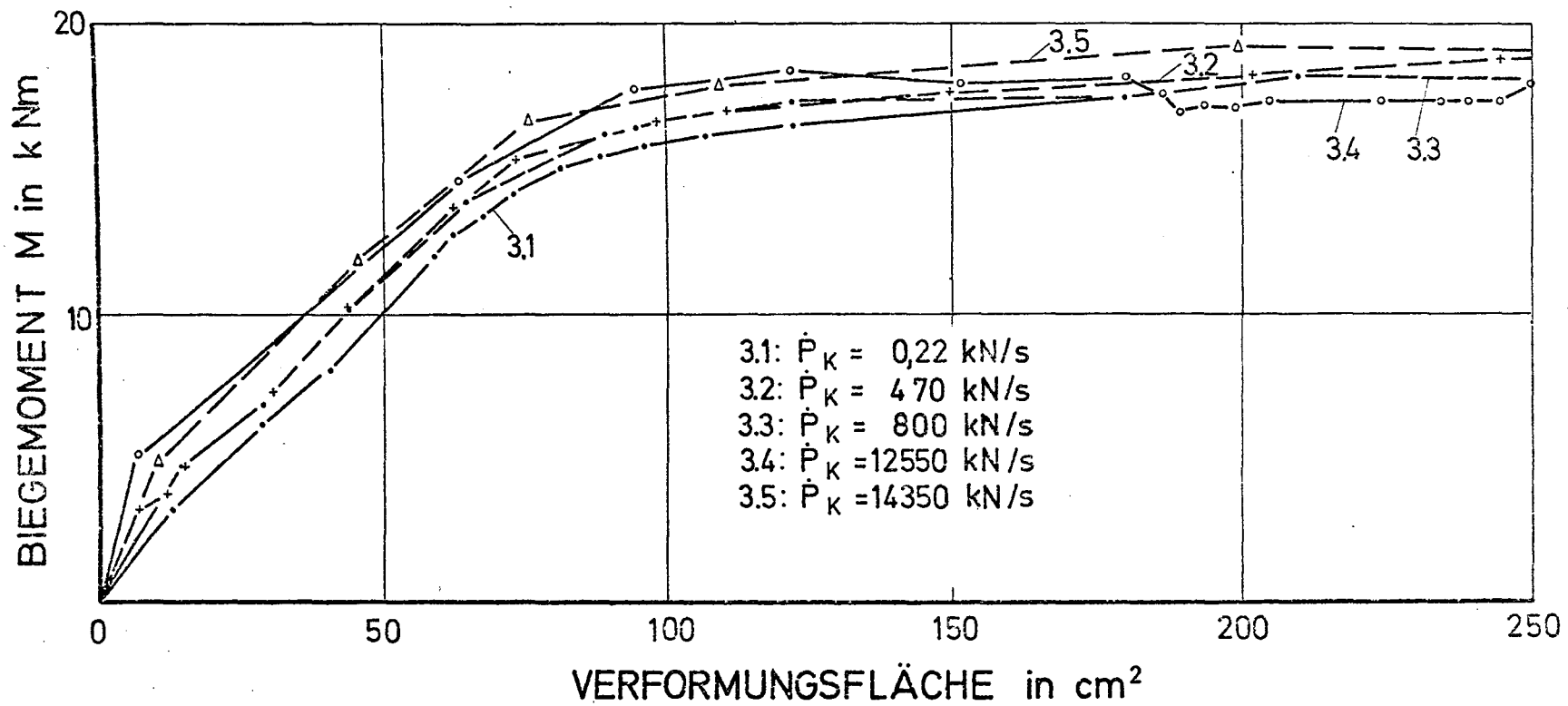


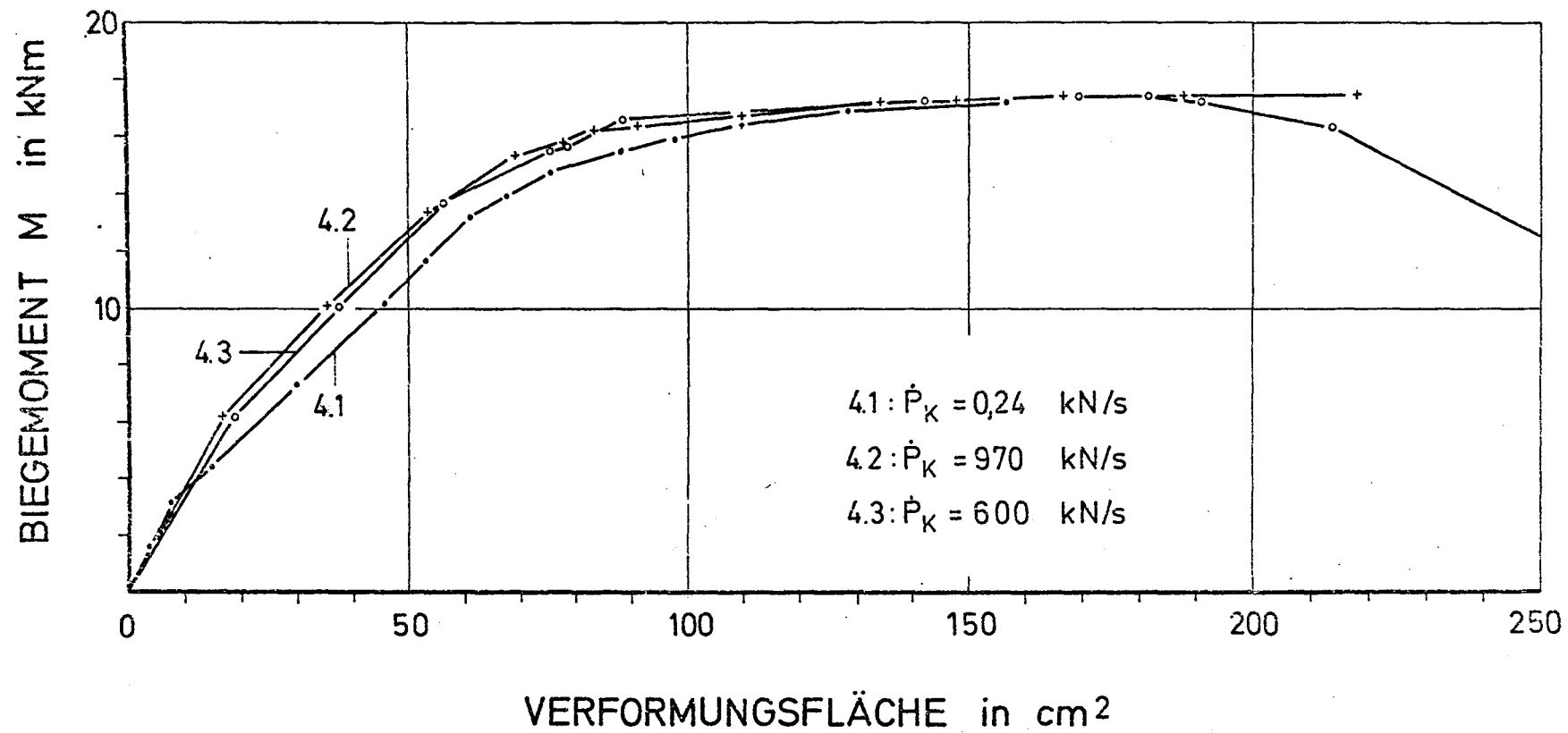


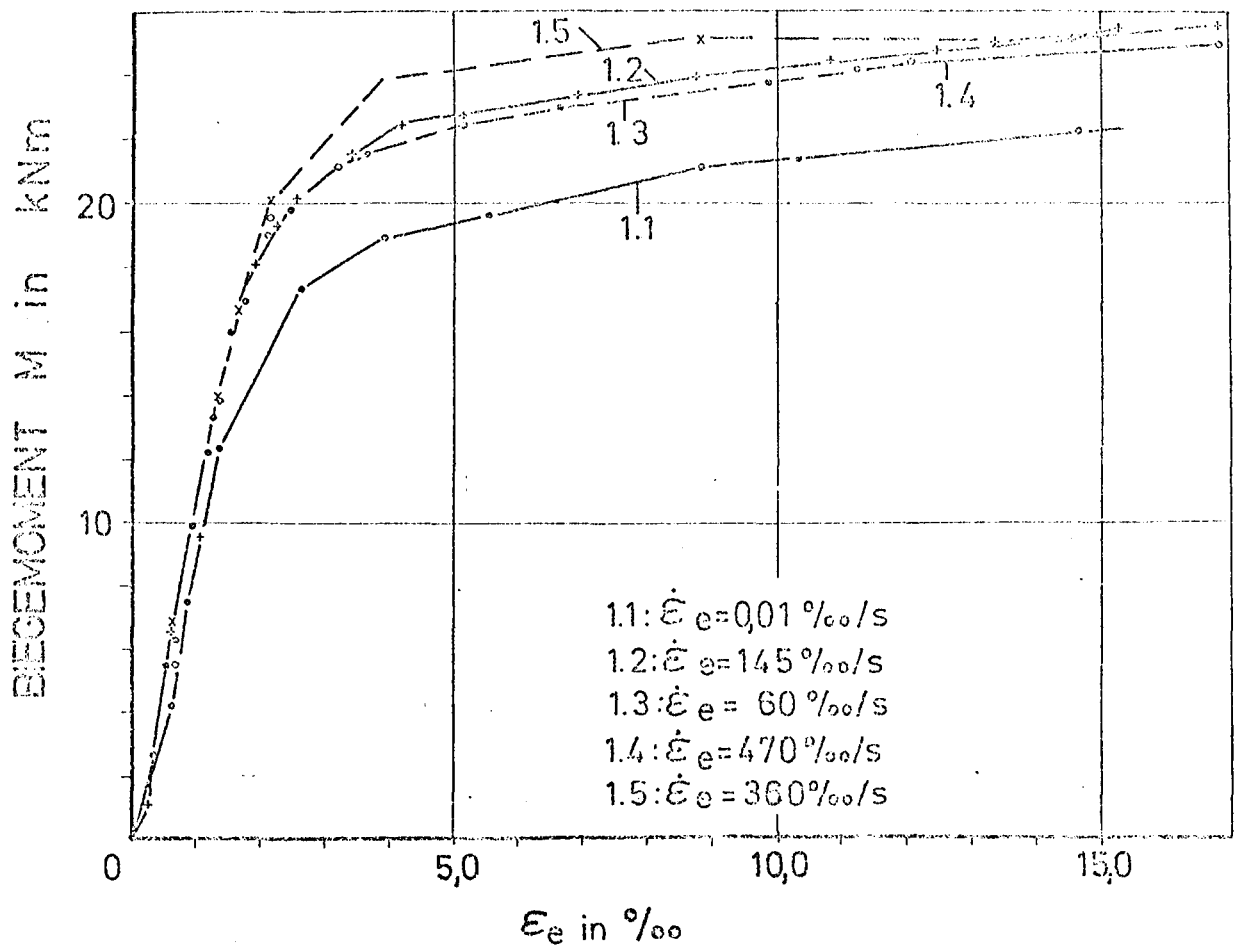


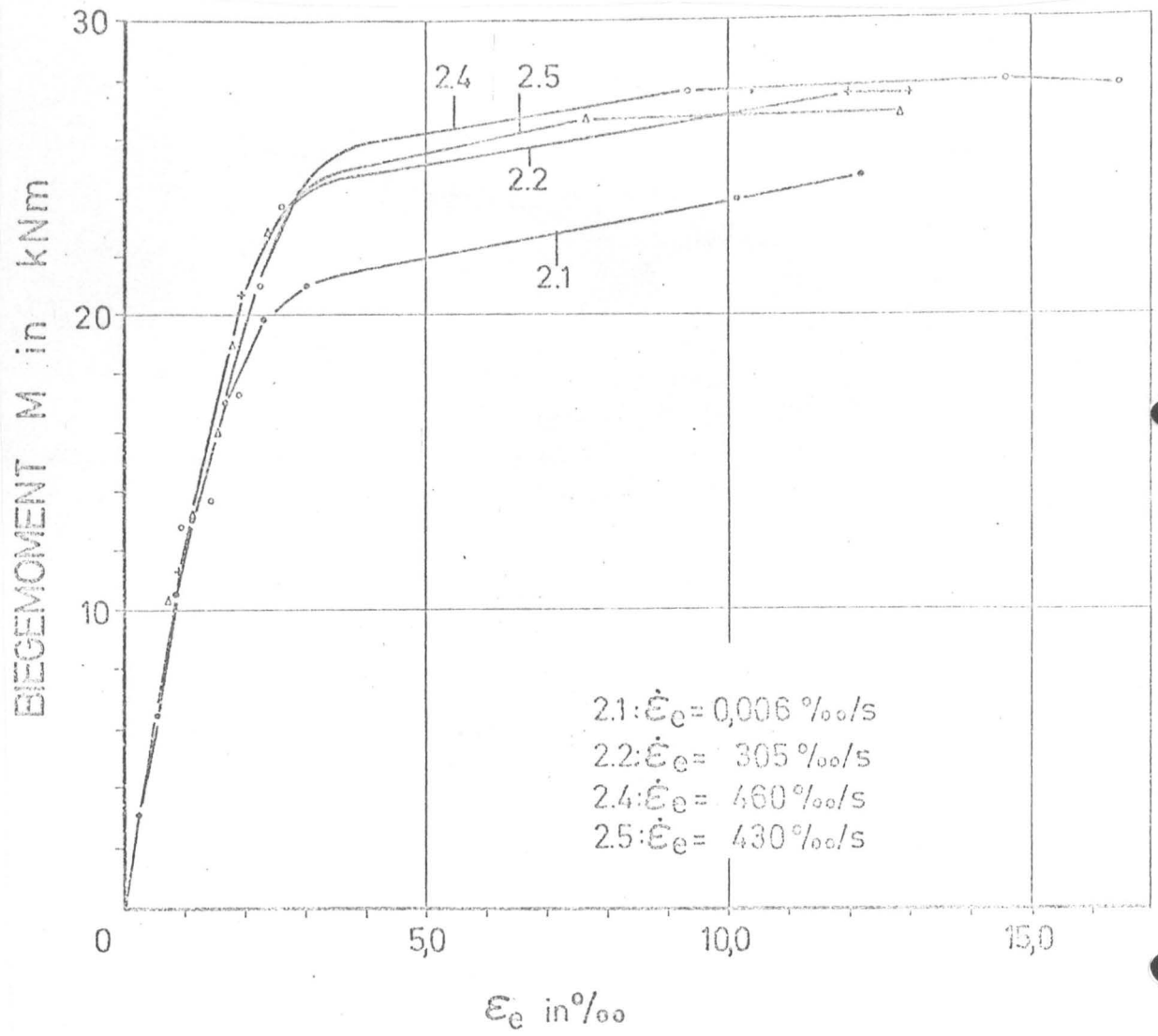


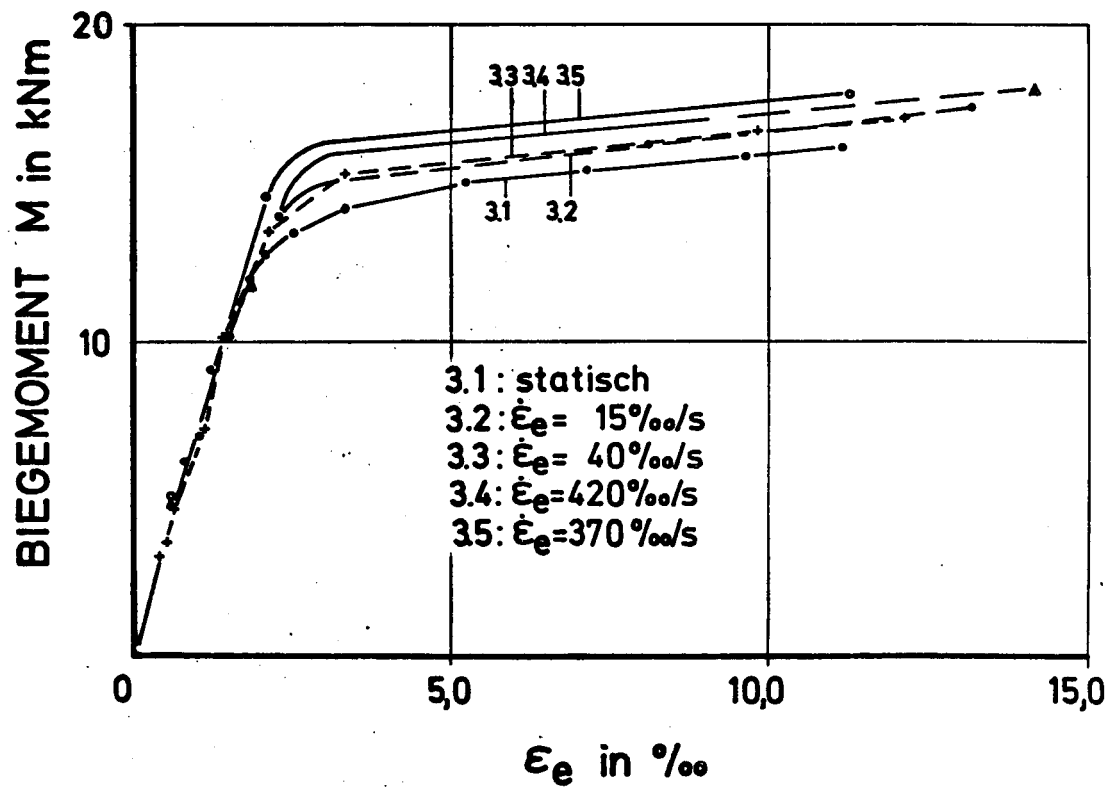


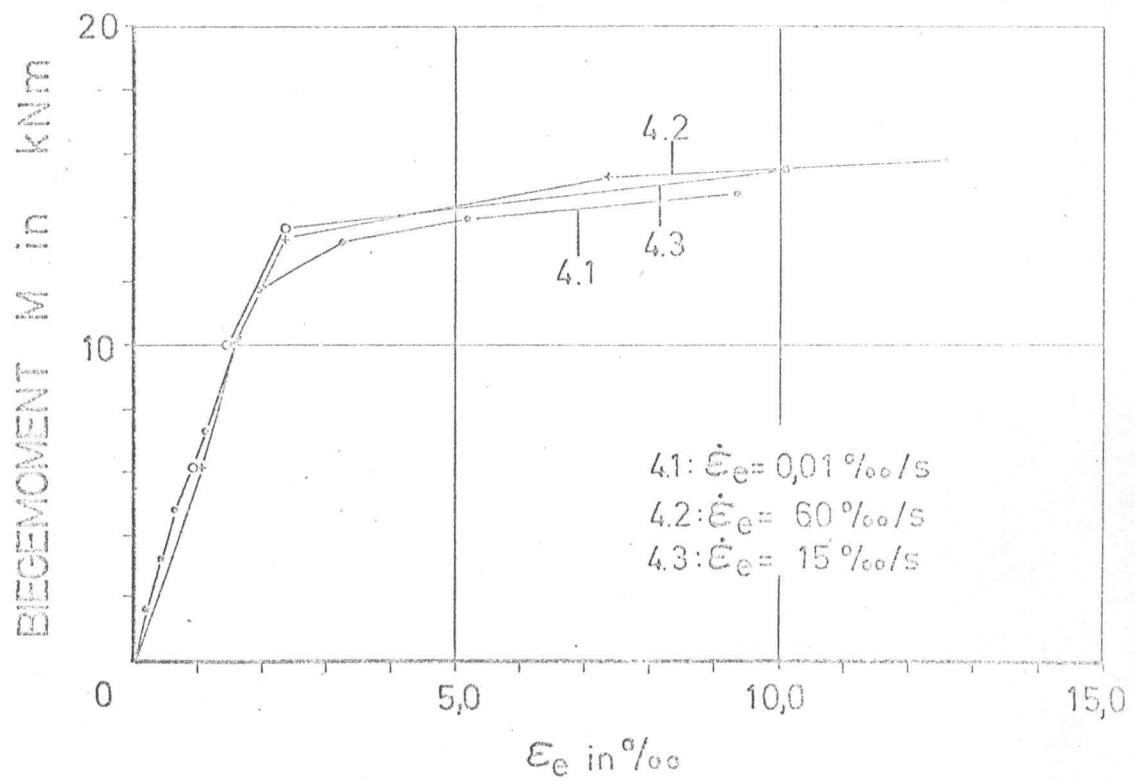


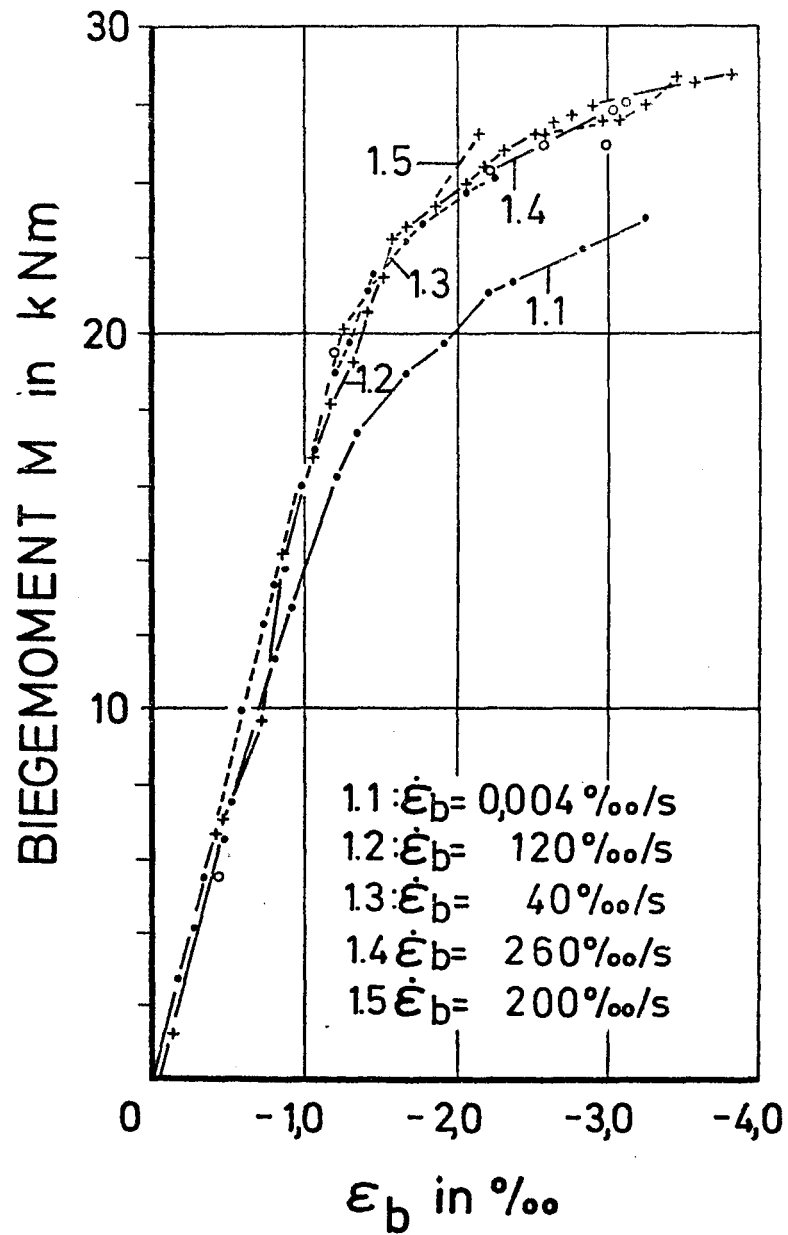


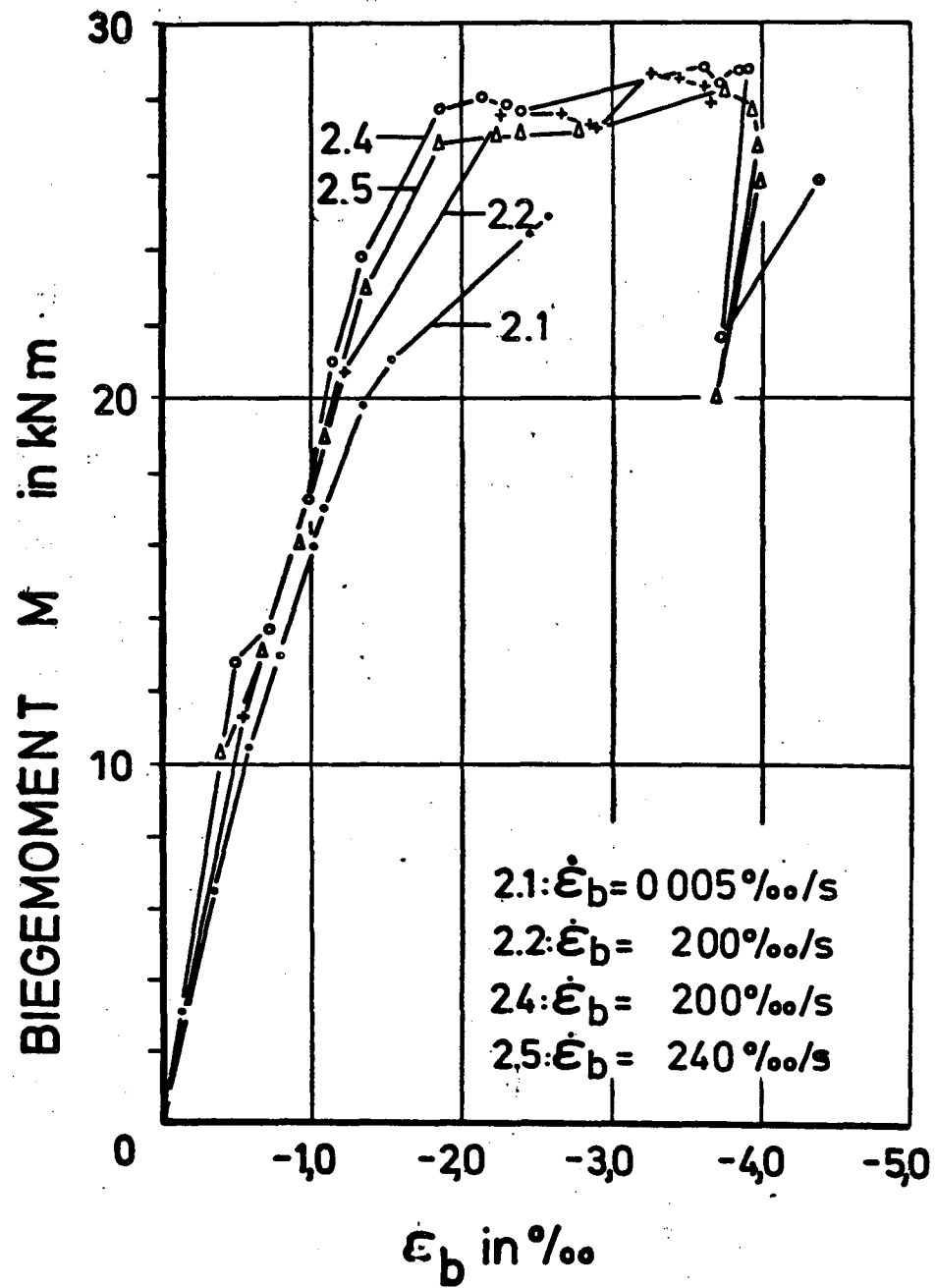


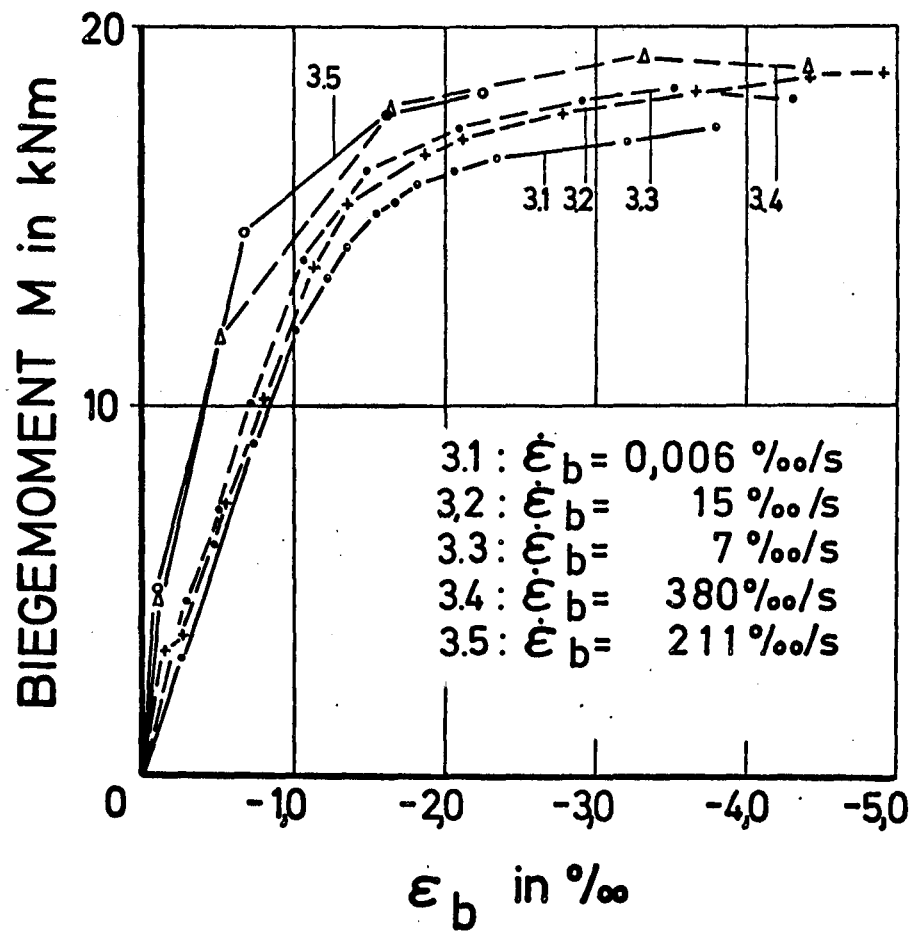


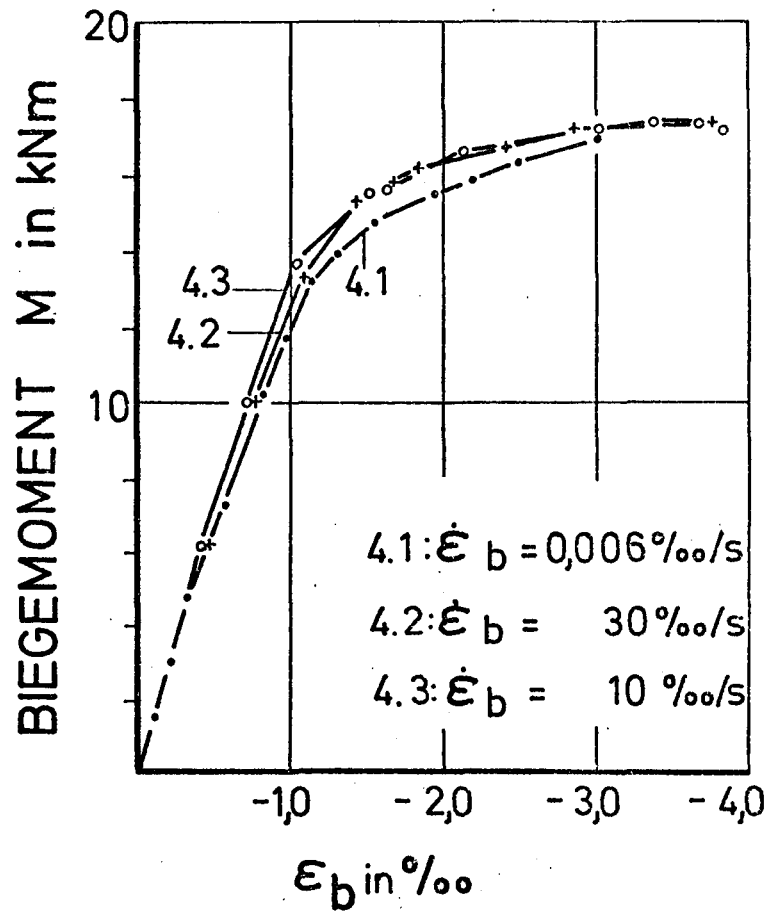


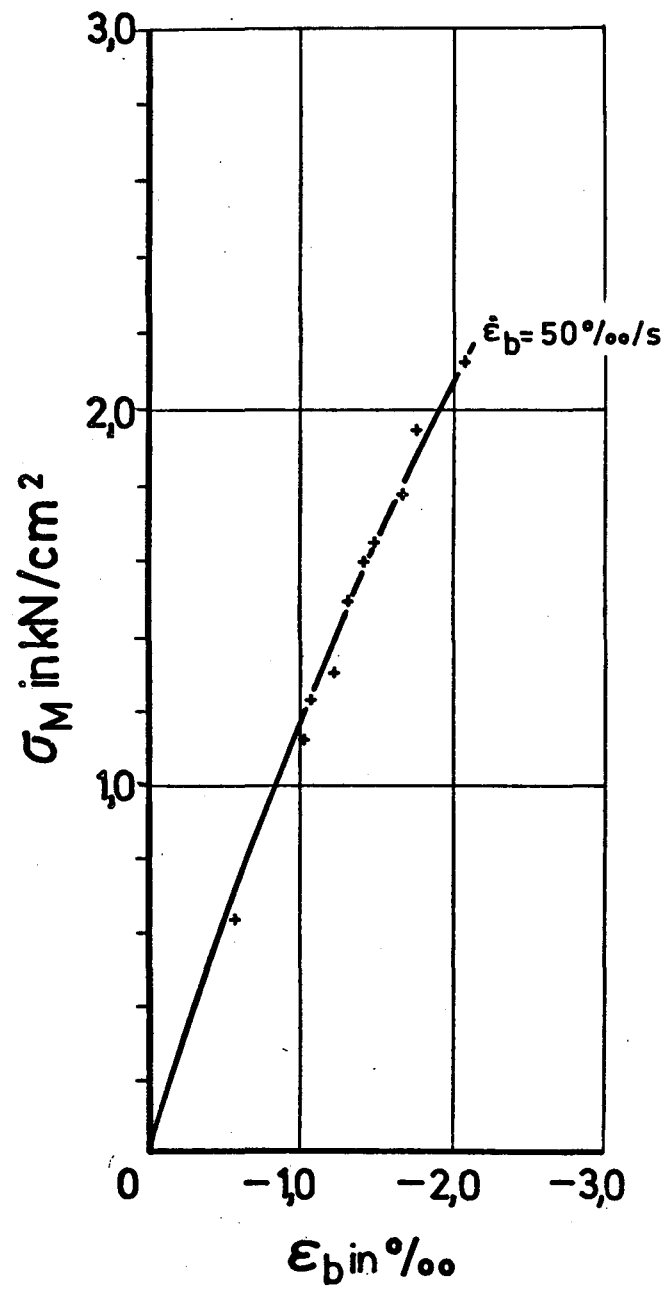




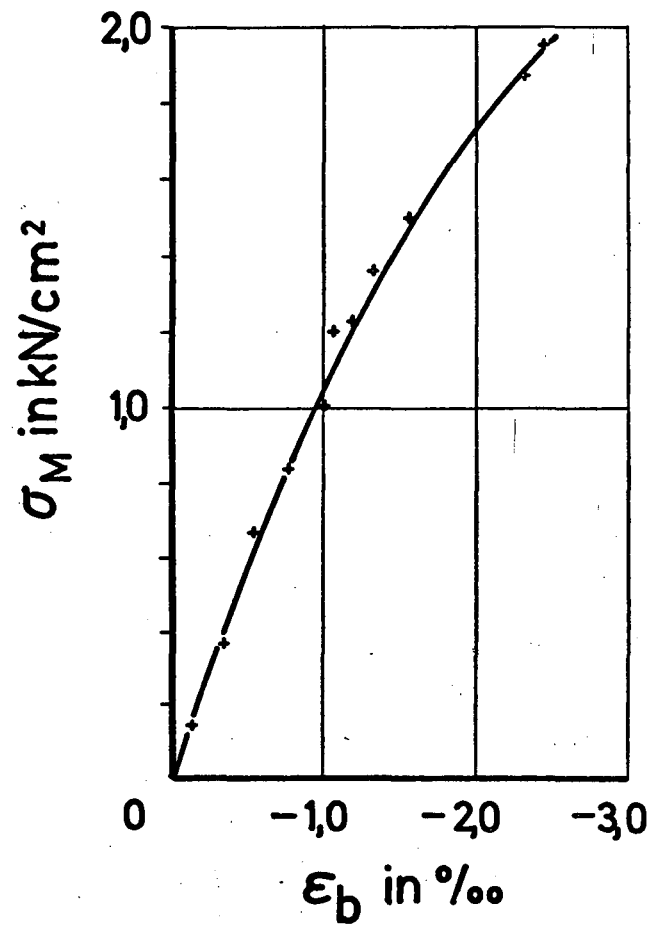




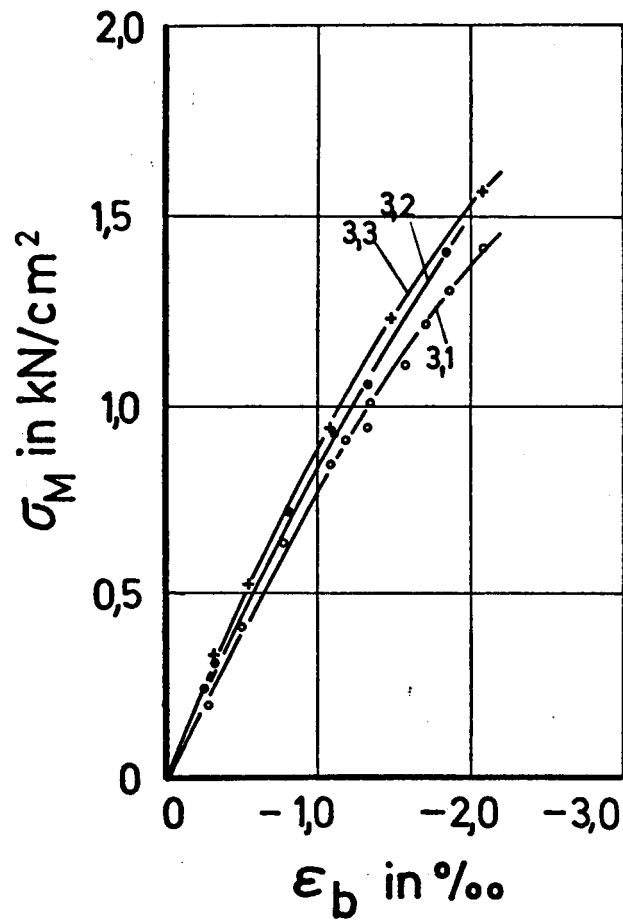




Aus Versuchen der Serie 1 ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen
für Beton

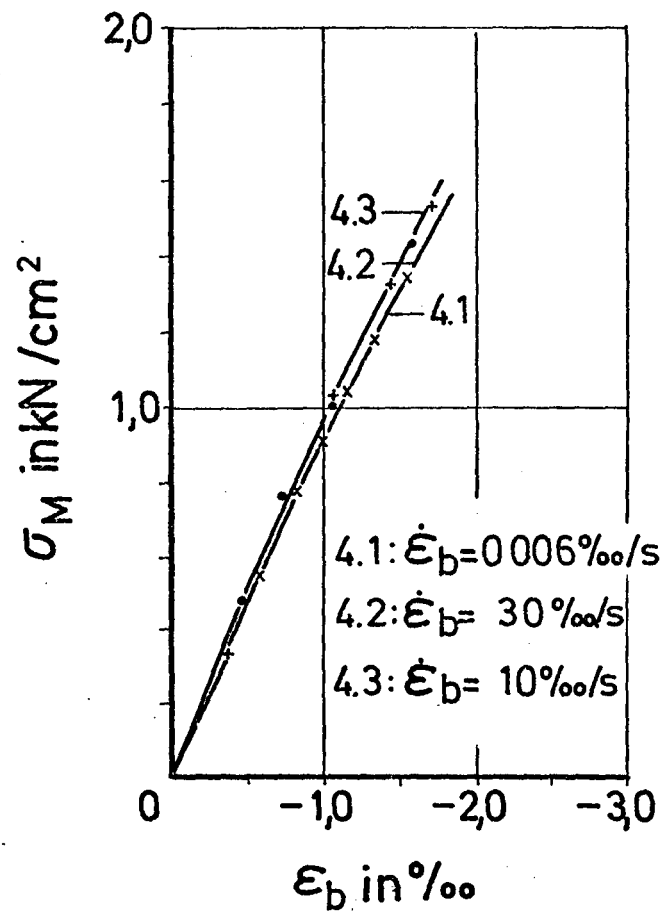


Aus Versuchen der Serie 2 ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen
für Beton

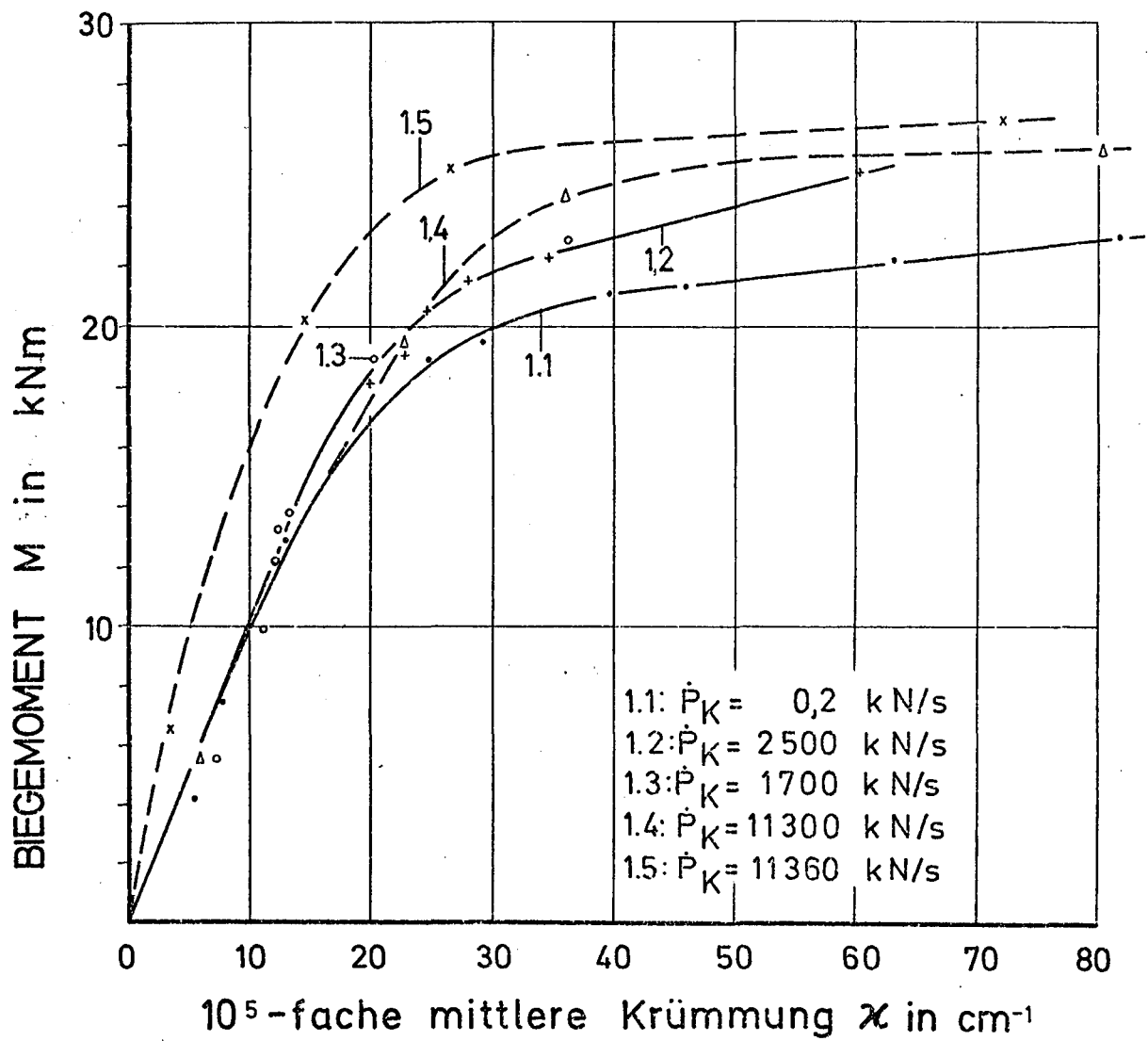


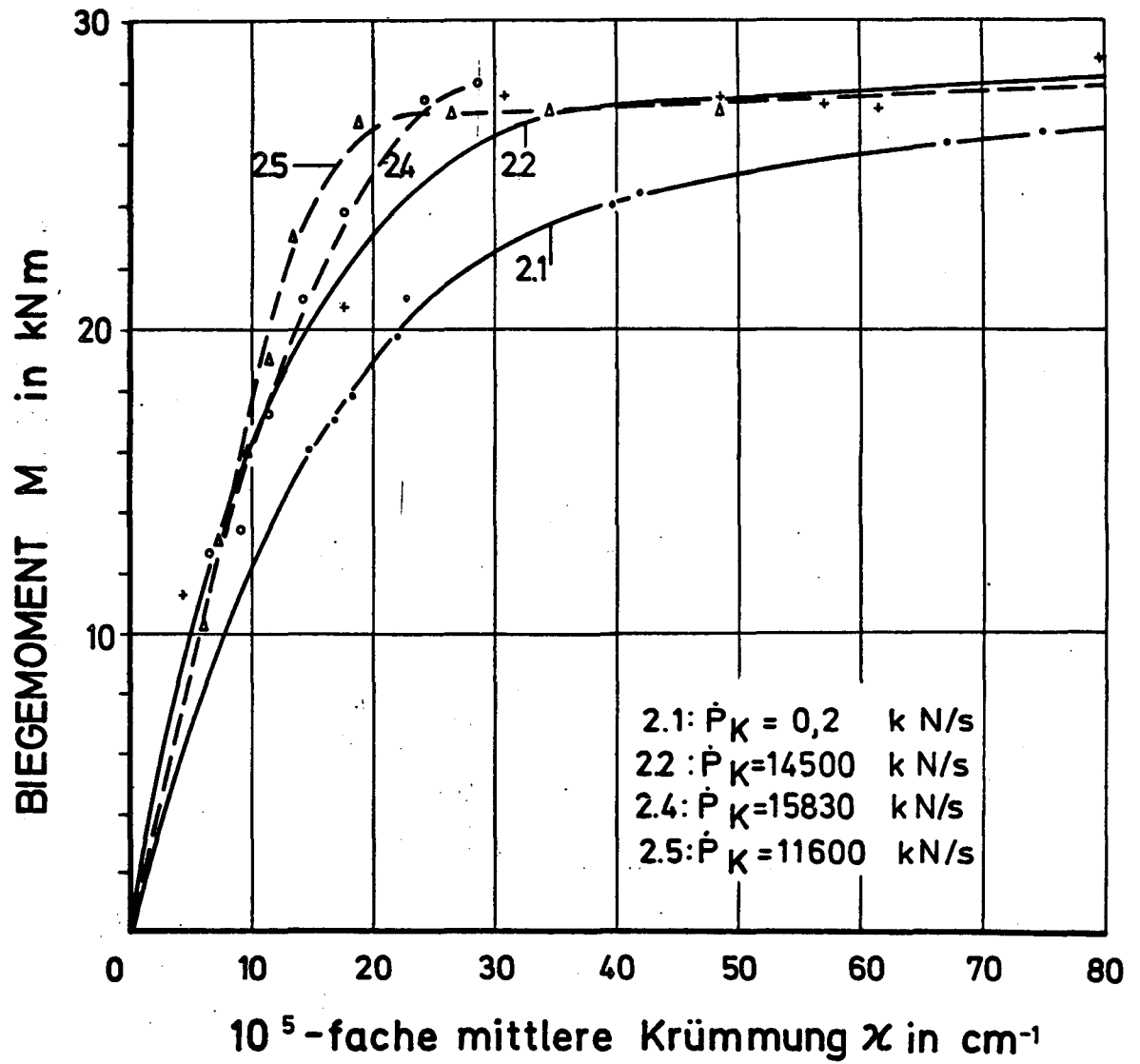
3,1 : $\dot{\epsilon}_b = 0,006 \text{ ‰/s}$
3,2 : $\dot{\epsilon}_b = 15 \text{ ‰/s}$
3,3 : $\dot{\epsilon}_b = 7 \text{ ‰/s}$

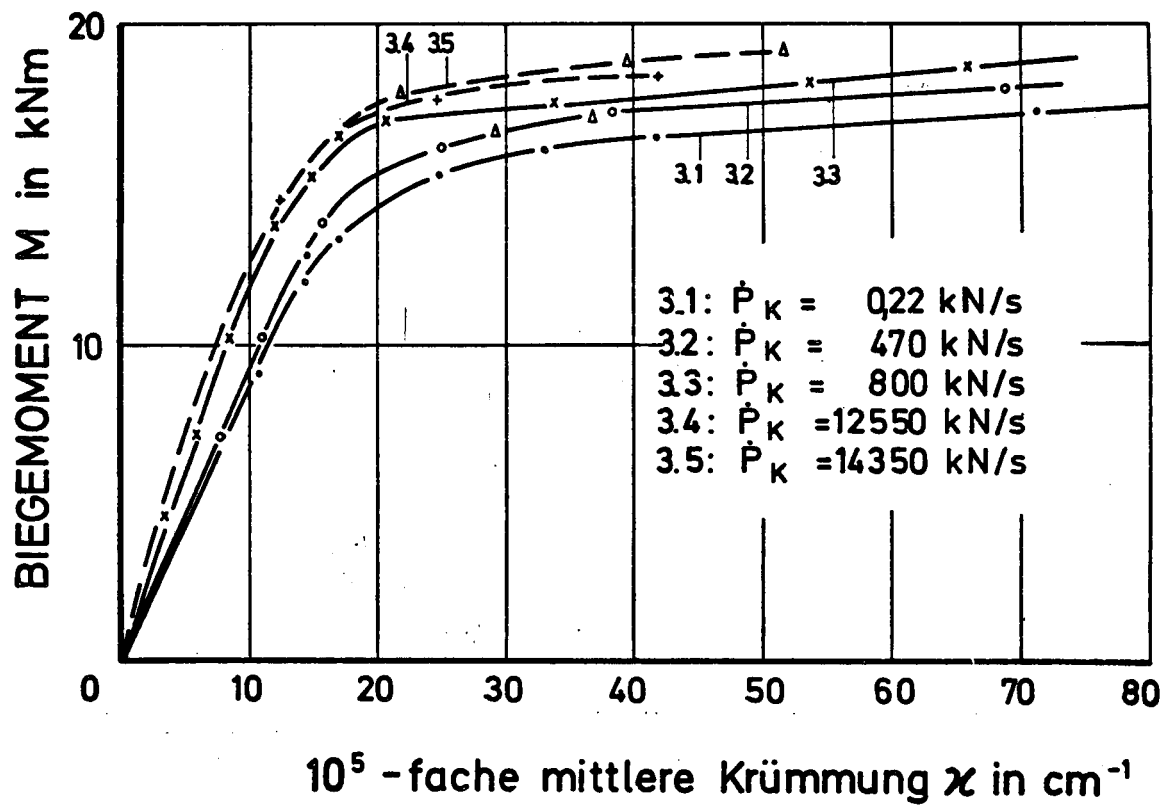
Aus Versuchen der Serie 3 ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen
für Beton

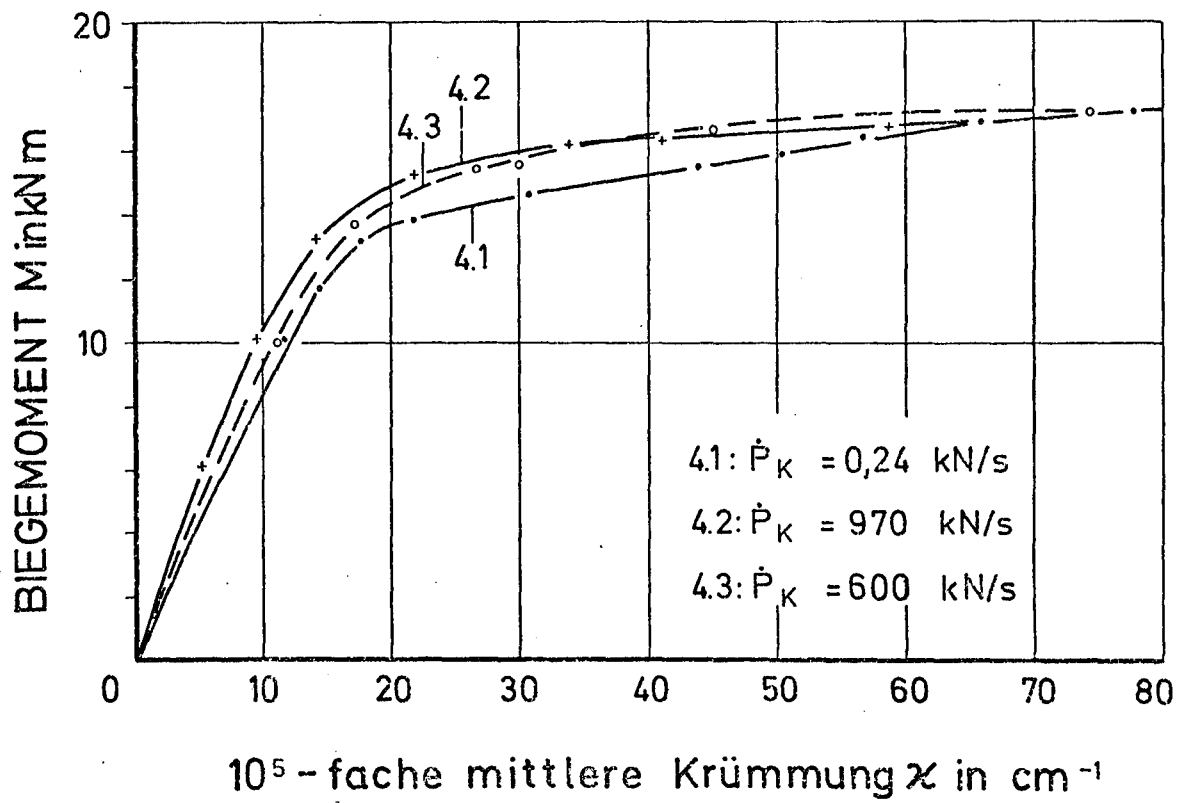


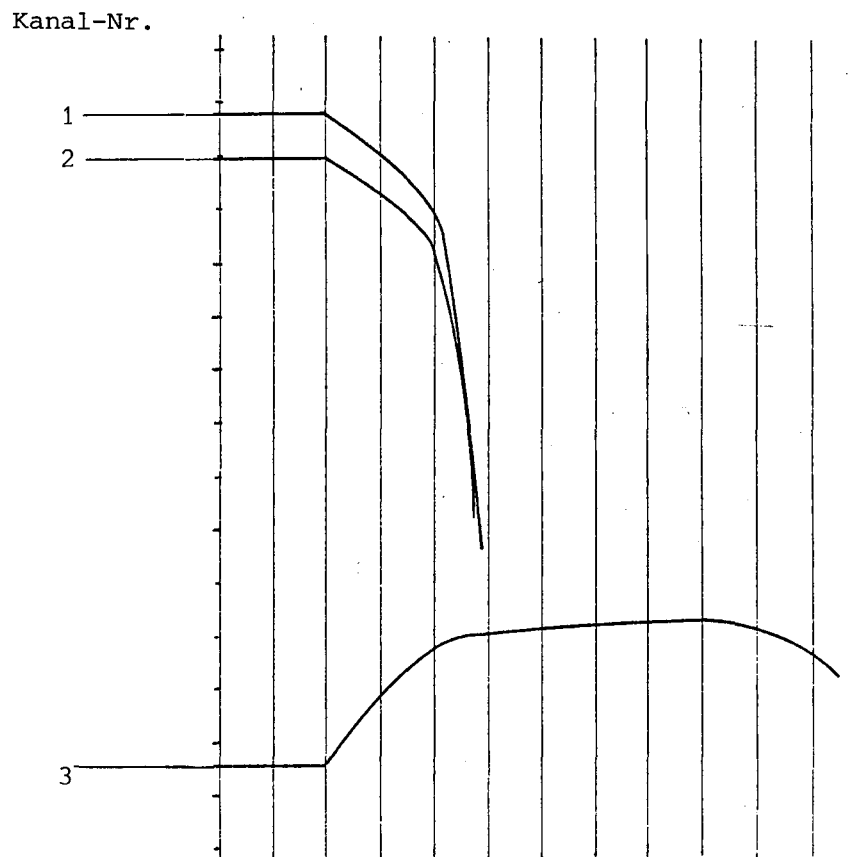
Aus versuchen der Serie 4 ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehungen
für Beton







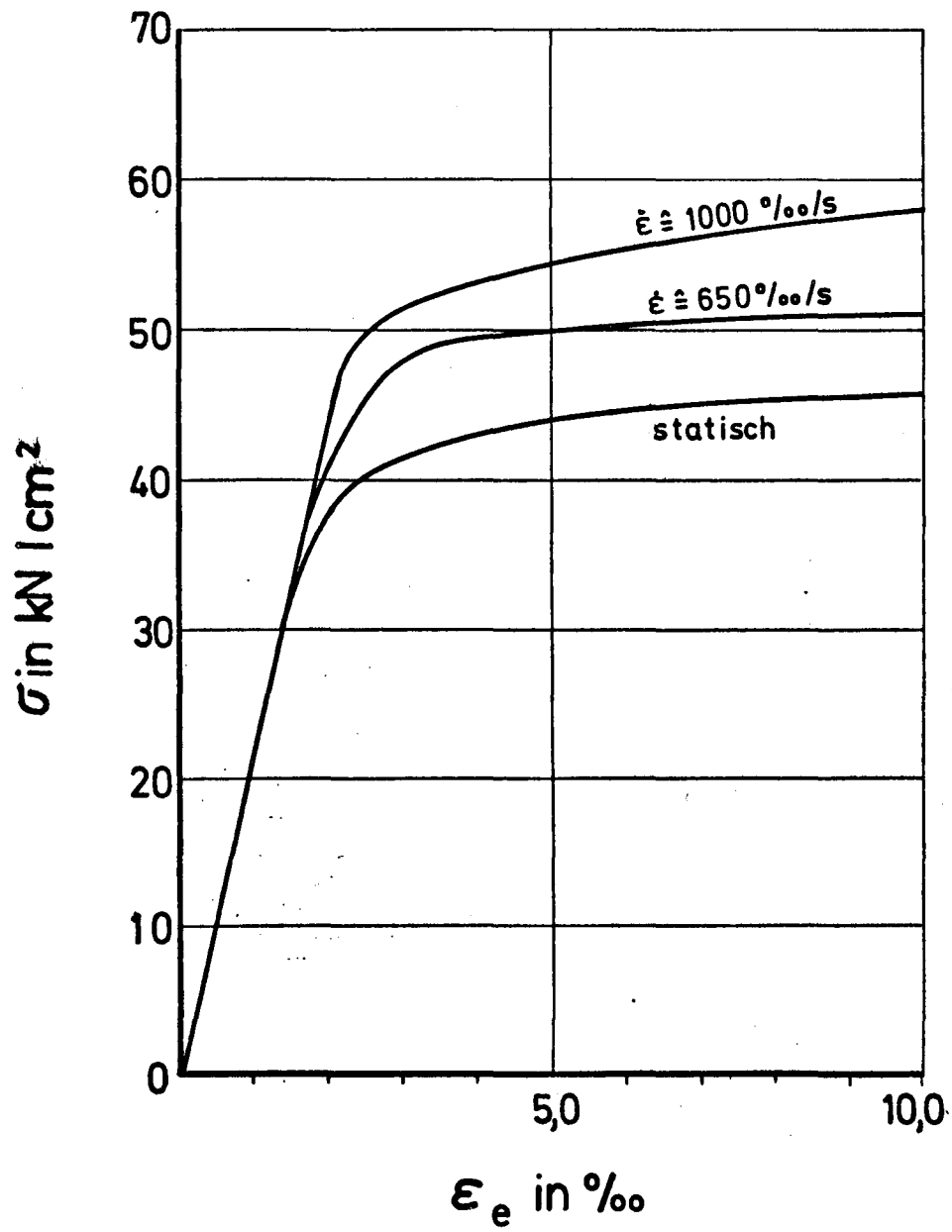




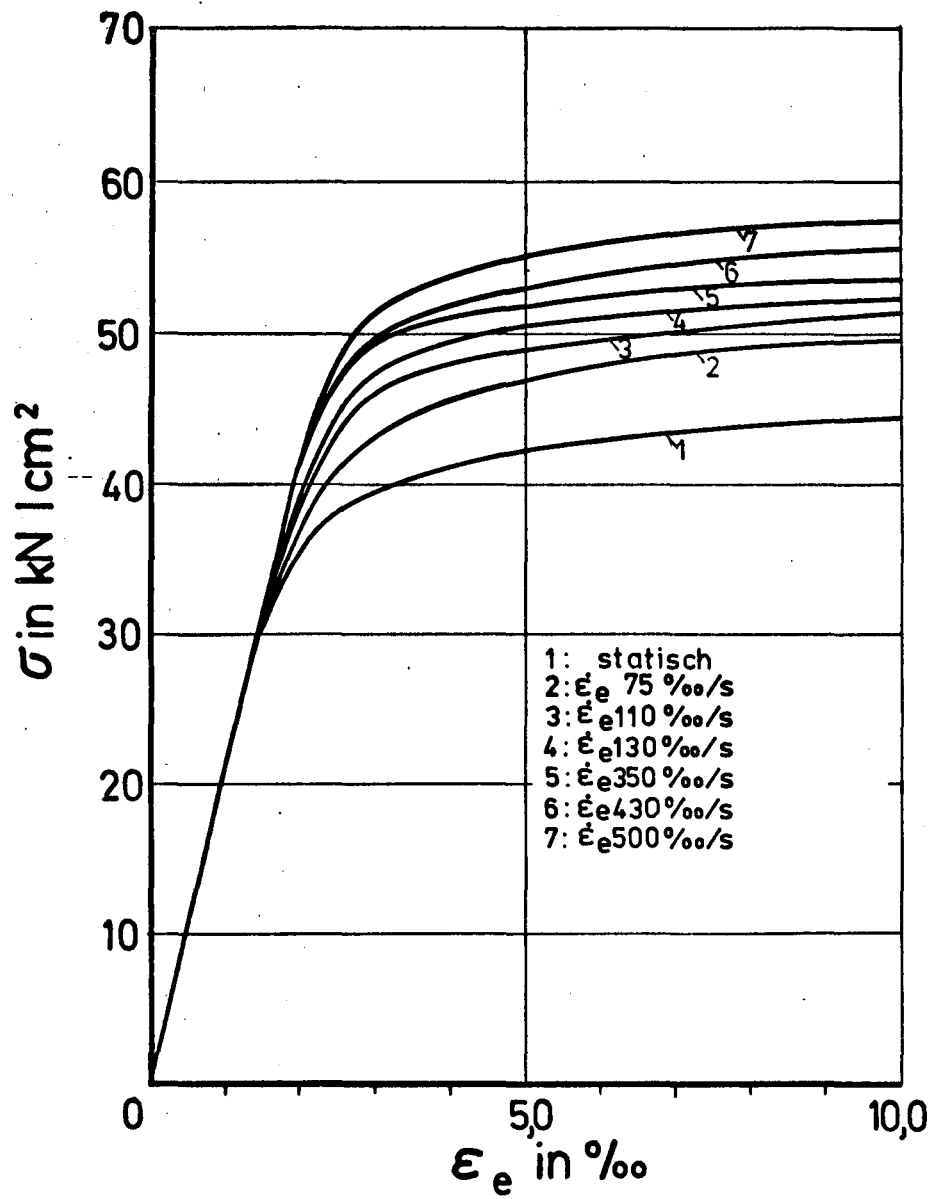
Anlage 5.1: Beispiel für die Meßwertaufzeichnung eines
Stahlzugversuches (Stahl \varnothing 10, 3/2)

es bedeuten:

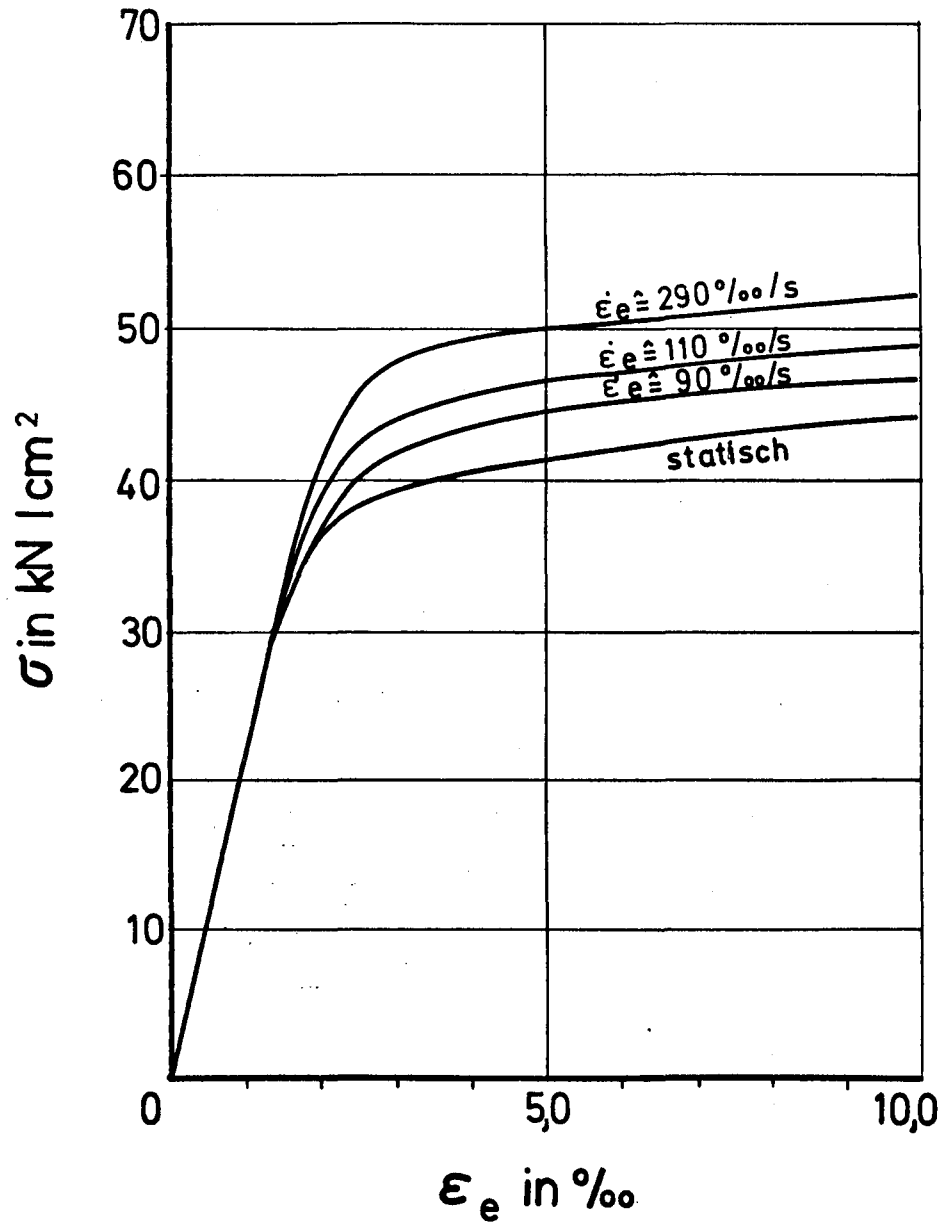
Kanal 1	Dehnung des Stahles	(1 Teilstrich $\approx 0,17 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$)
Kanal 2	Dehnung des Stahles	(1 Teilstrich $\approx 0,162 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$)
Kanal 3	Kolbenkraft	(1 Teilstrich $\approx 14,64 \text{ kN}$)



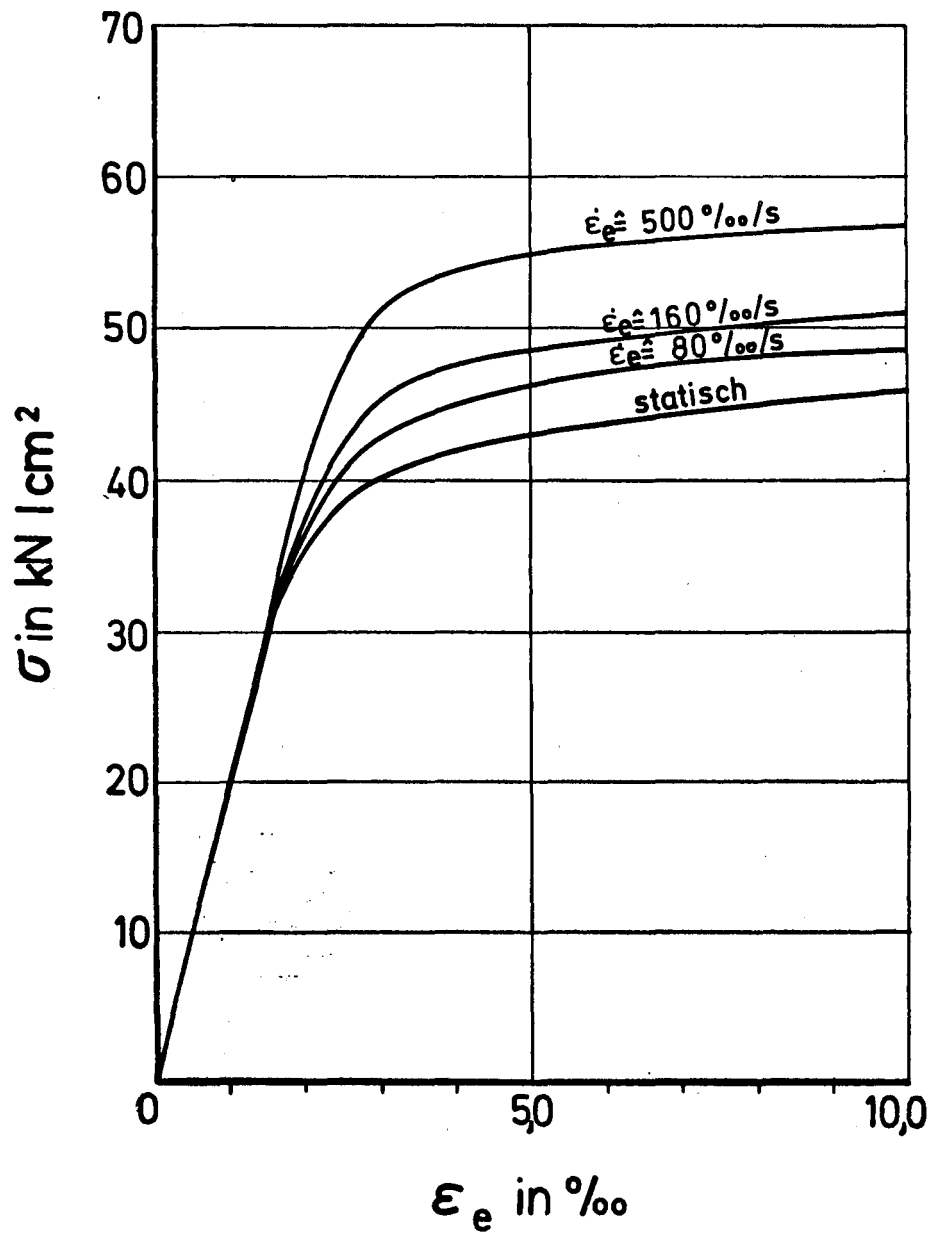
Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei unterschiedlicher
Dehngeschwindigkeit für Betonstahl BSt 420/500 RK,
Durchmesser 8 mm



Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei unterschiedlicher
Dehngeschwindigkeit für Betonstahl BSt 420/500 RK,
Durchmesser 10 mm

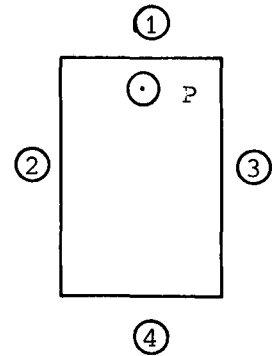
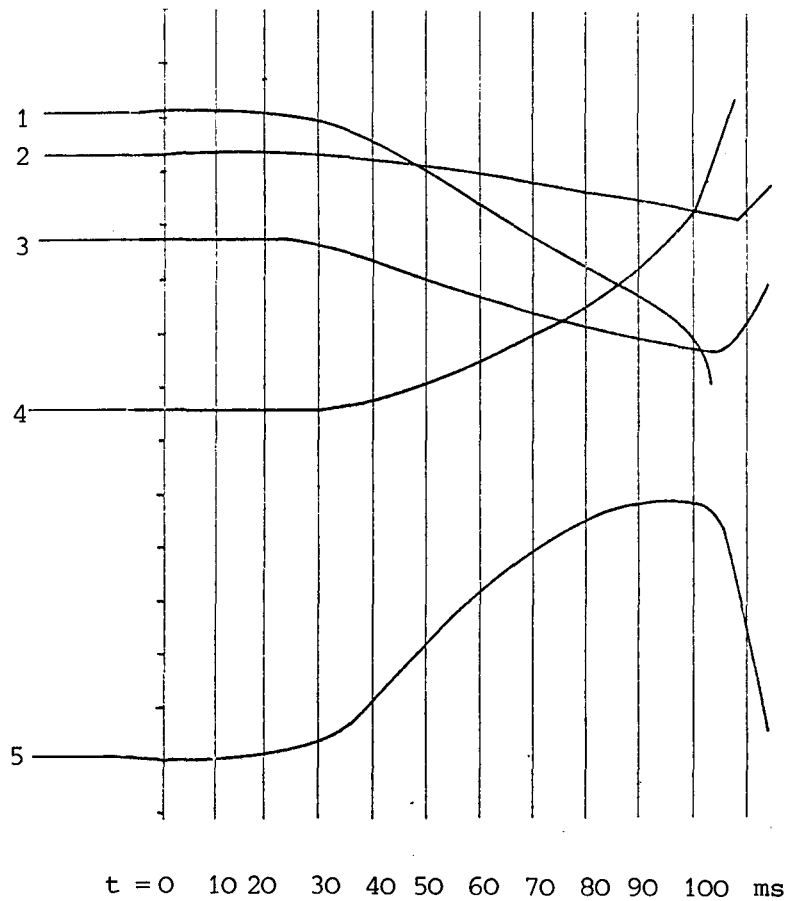


Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei unterschiedlicher
Dehngeschwindigkeit für Betonstahl BSt 420/500 RK,
Durchmesser 12 mm



Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei unterschiedlicher
Dehngeschwindigkeit für Betonstahl BSt 420/500 RK,
Durchmesser 14 mm

Kanal-Nr.



Anlage 5.6: Beispiel für die Meßwertaufzeichnung eines Prismenversuches (Prisma 4.27)

es bedeuten

Kanal

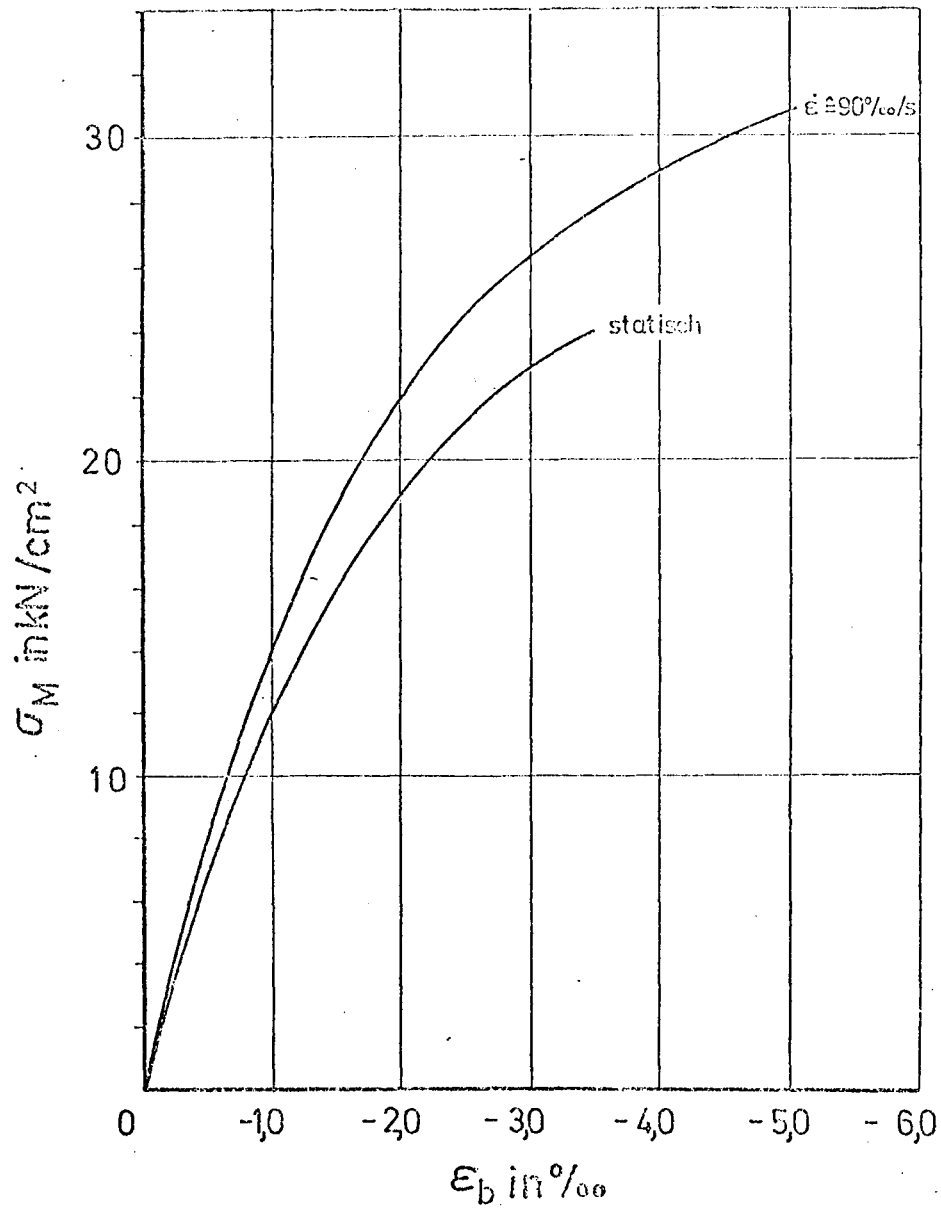
1	Verformungen an dem in der Skizze gekennzeichneten	Punkt 1	(1 Teilstrich $\hat{=} 0,79 \text{ } ^{\circ}/\infty$)
2		Punkt 2	(1 Teilstrich $\hat{=} 0,877 \text{ } ^{\circ}/\infty$)
3		Punkt 3	(1 Teilstrich $\hat{=} 0,806 \text{ } ^{\circ}/\infty$)
4		Punkt 4	(1 Teilstrich $\hat{=} 0,166 \text{ } ^{\circ}/\infty$)
5	Kolbenkraft P		(1 Teilstrich $\hat{=} 33,4 \text{ kN}$)



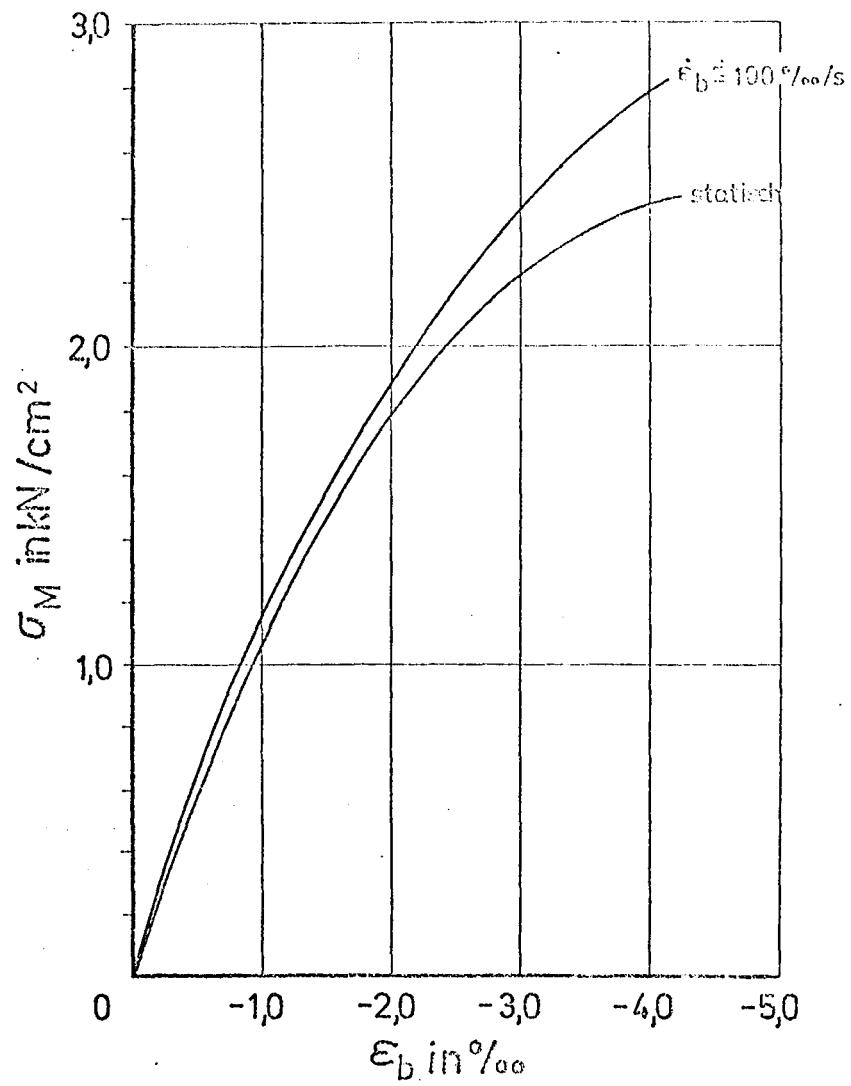
statisch beanspruchte Prismen



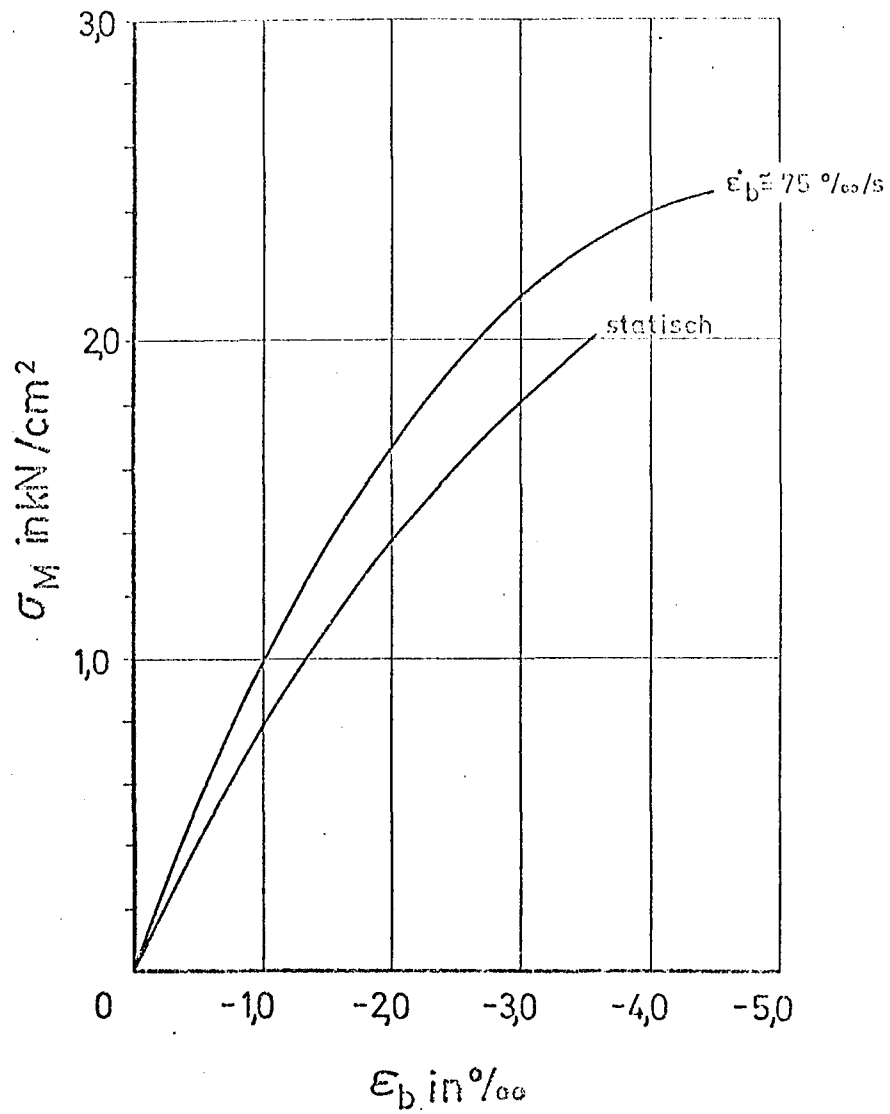
dynamisch beanspruchte Prismen



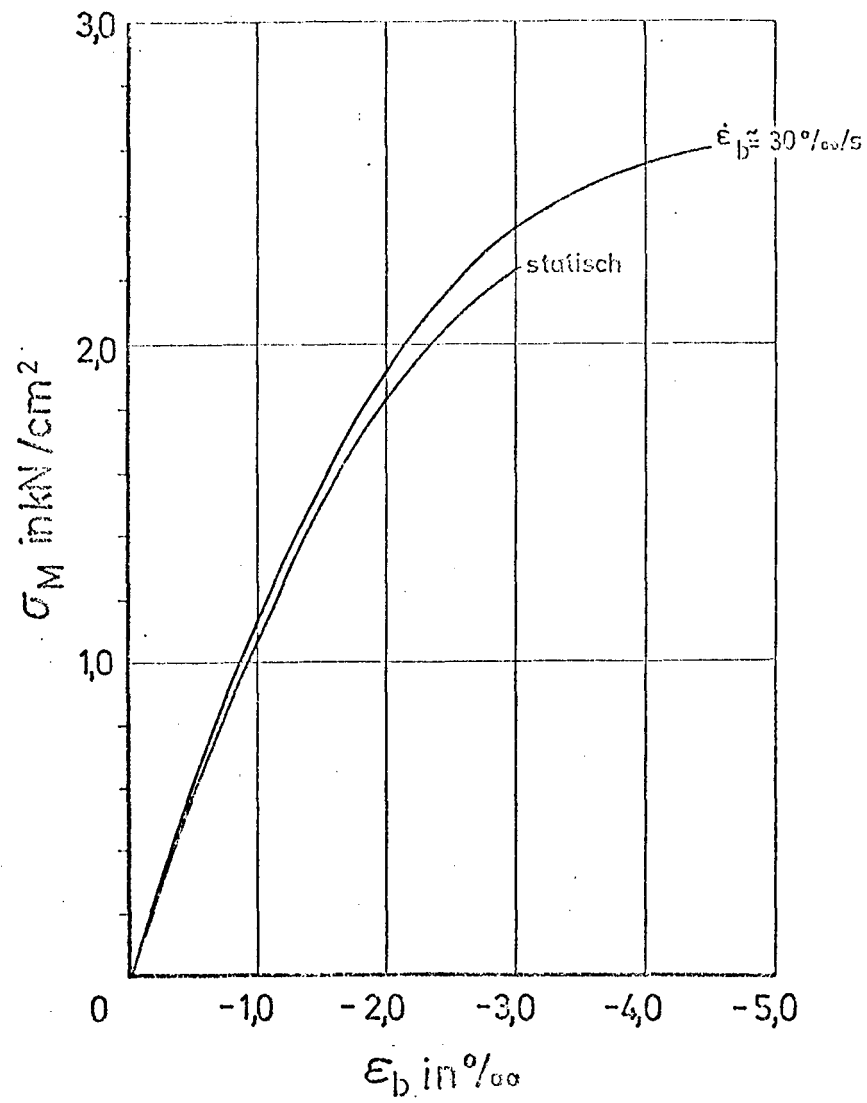
Spannungs-Dehnungsbeziehungen Prismen, Serie 1



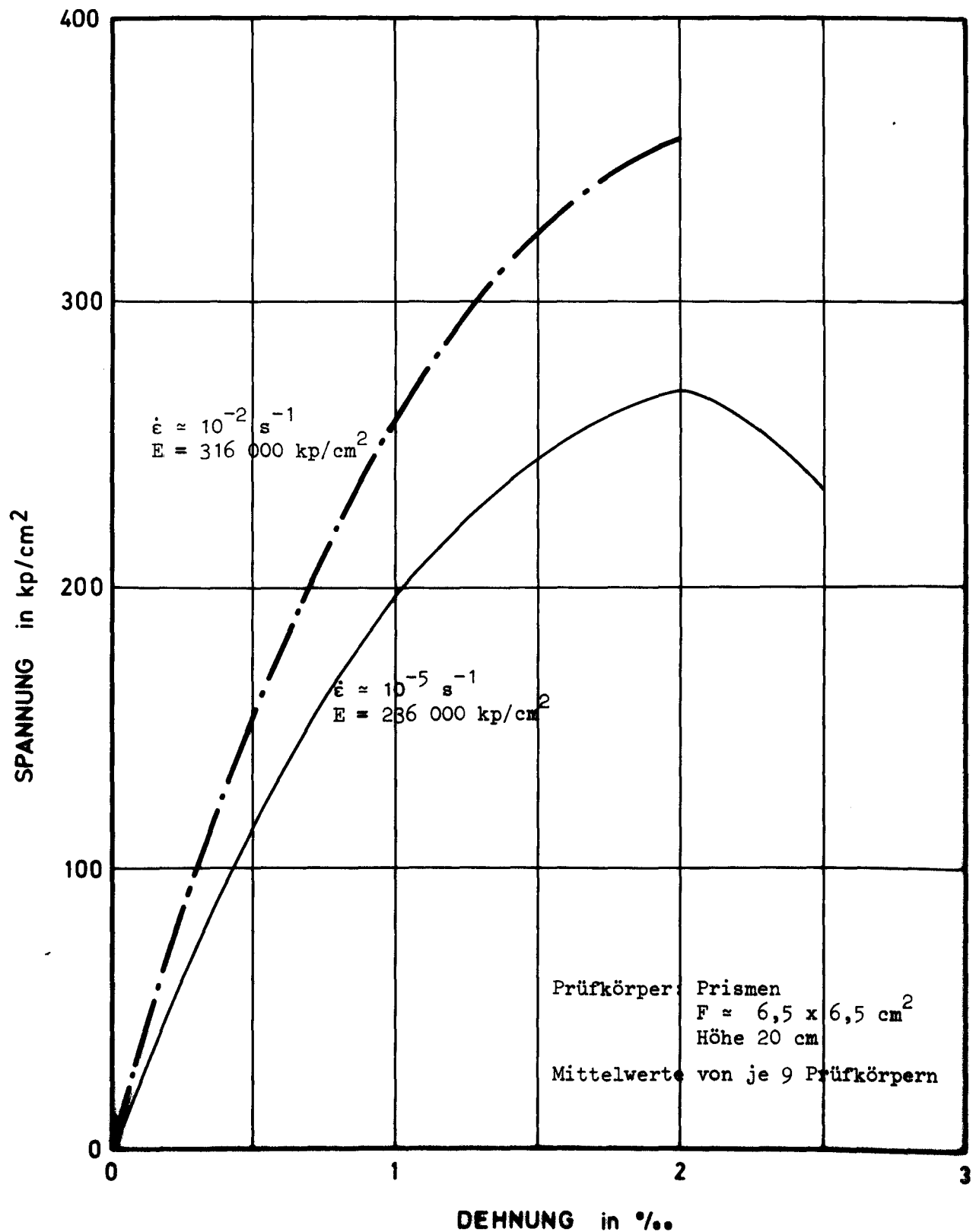
Spannungs-Dehnungsbeziehungen Prismen, Serie 2



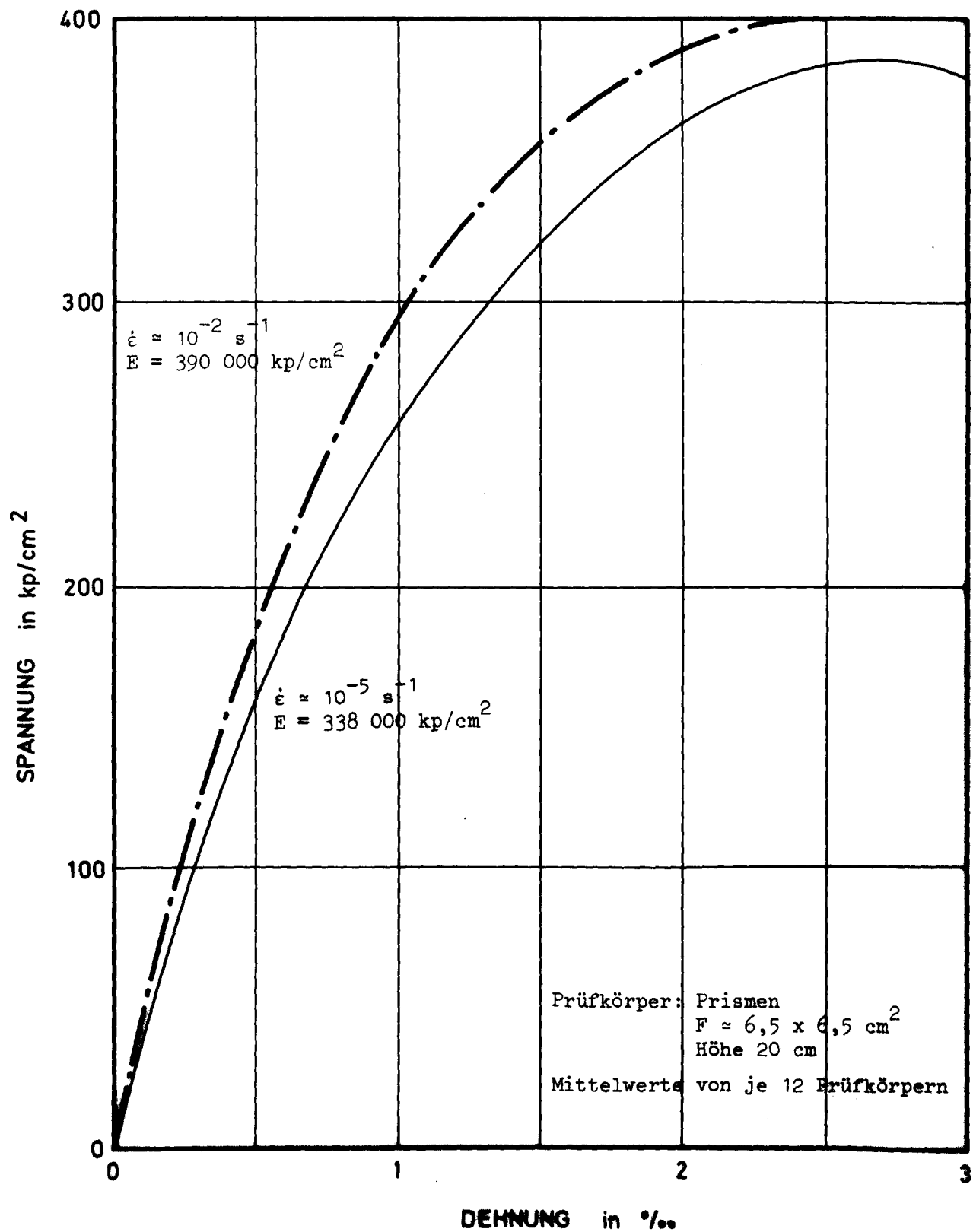
Spannungs-Dehnungsbeziehungen Prismen, Serie 3



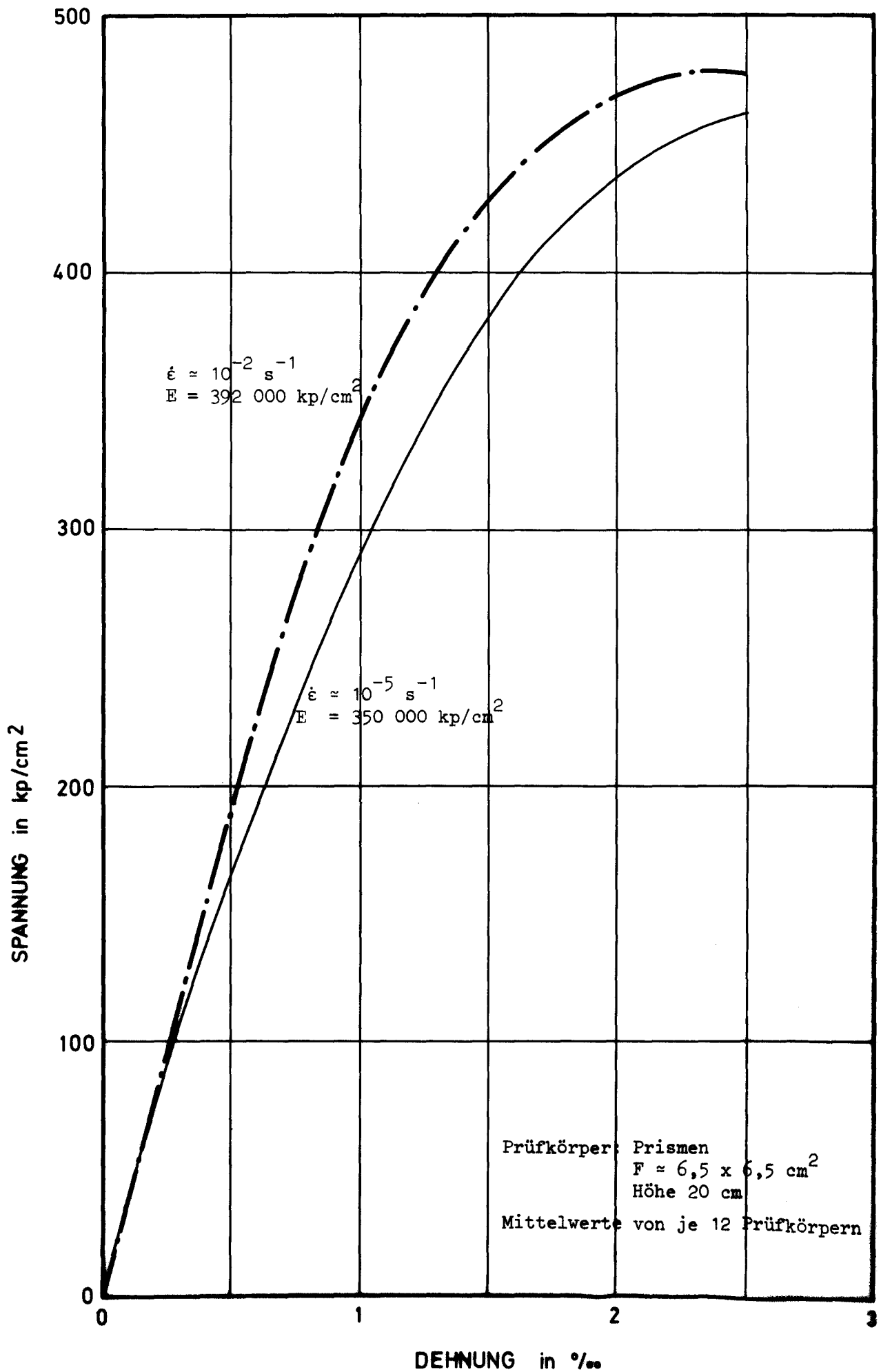
Spannungs-Dehnungsbeziehungen Prismen, Serie 4



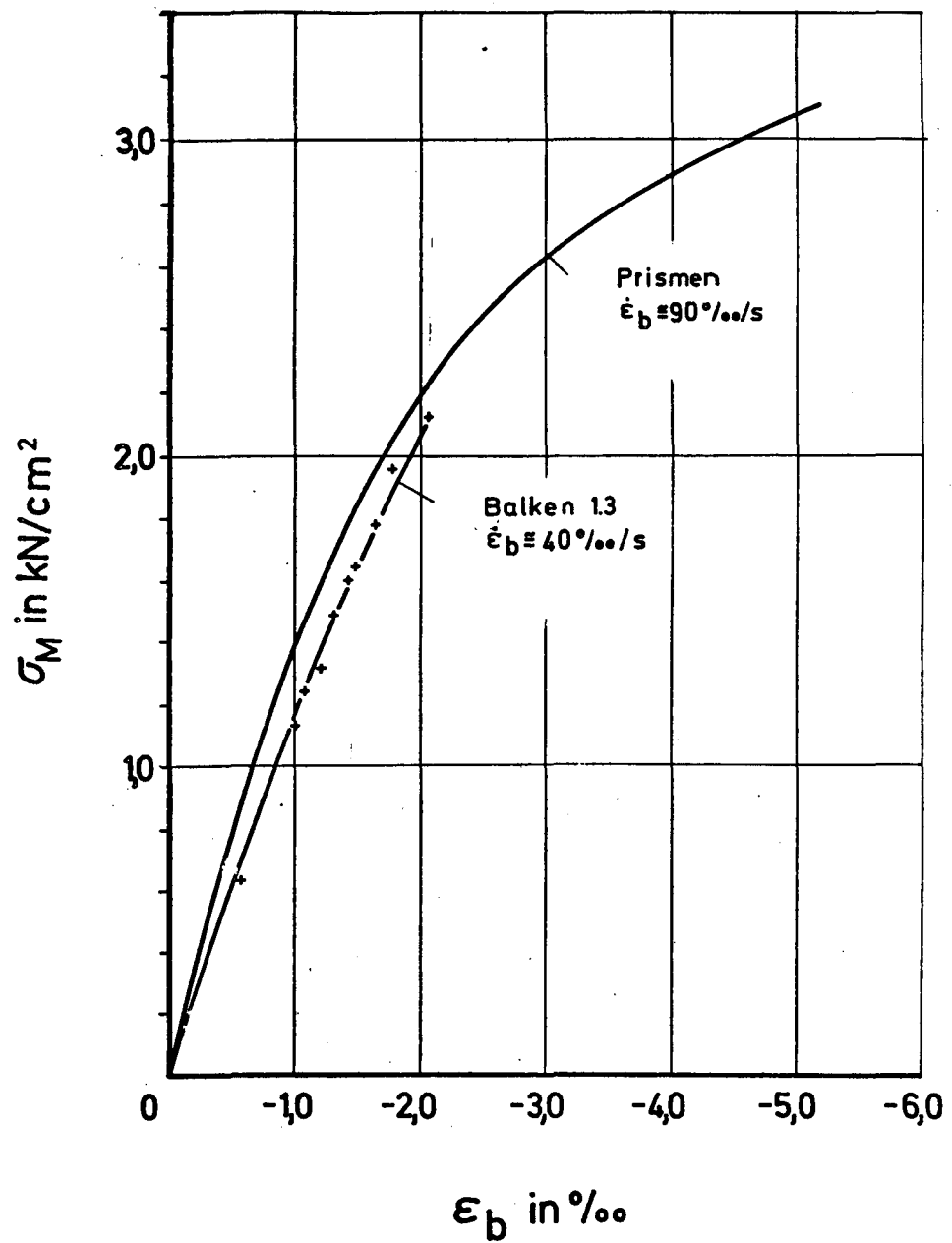
Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit
 auf die Spannungsdehnungslinie von Beton
 der Festigkeitsklasse 200 - 300 kp/cm^2



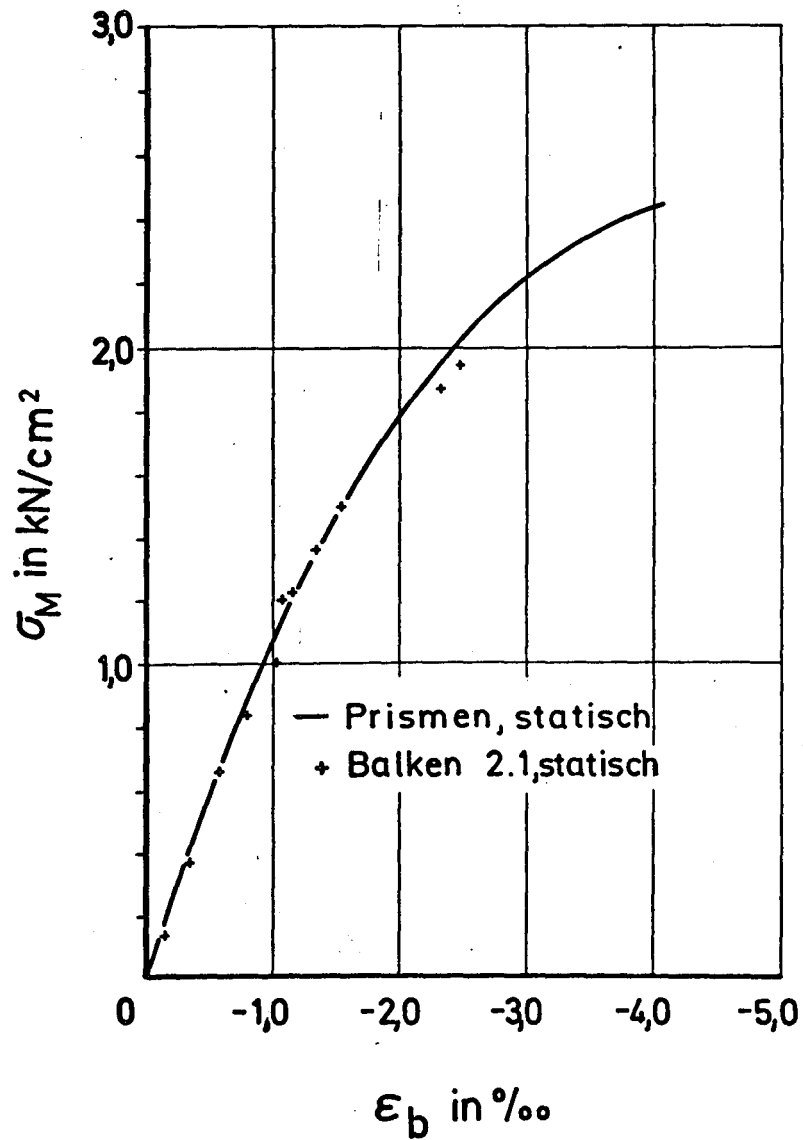
Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit
auf die Spannungsdehnungslinie von Beton
der Festigkeitsklasse 300 - 400 kp/cm^2



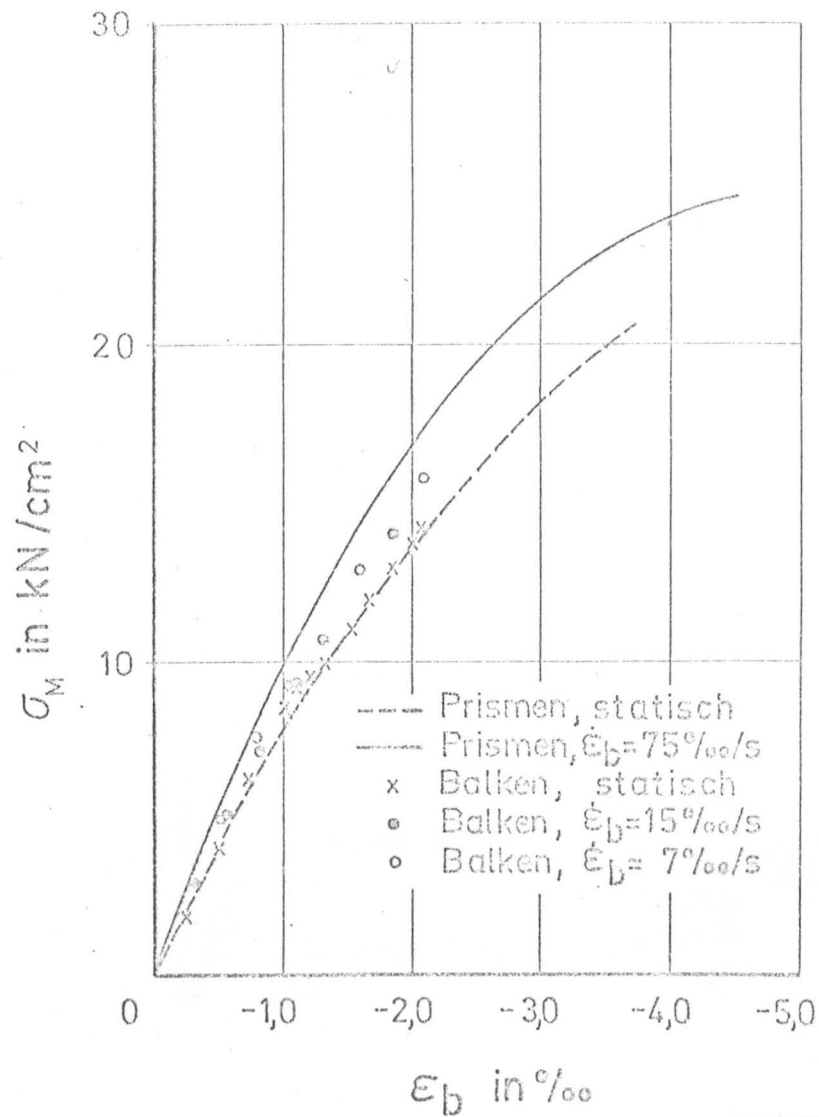
Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit
 auf die Spannungsdehnungslinie von Beton
 der Festigkeitsklasse 400 - 500 kp/cm^2



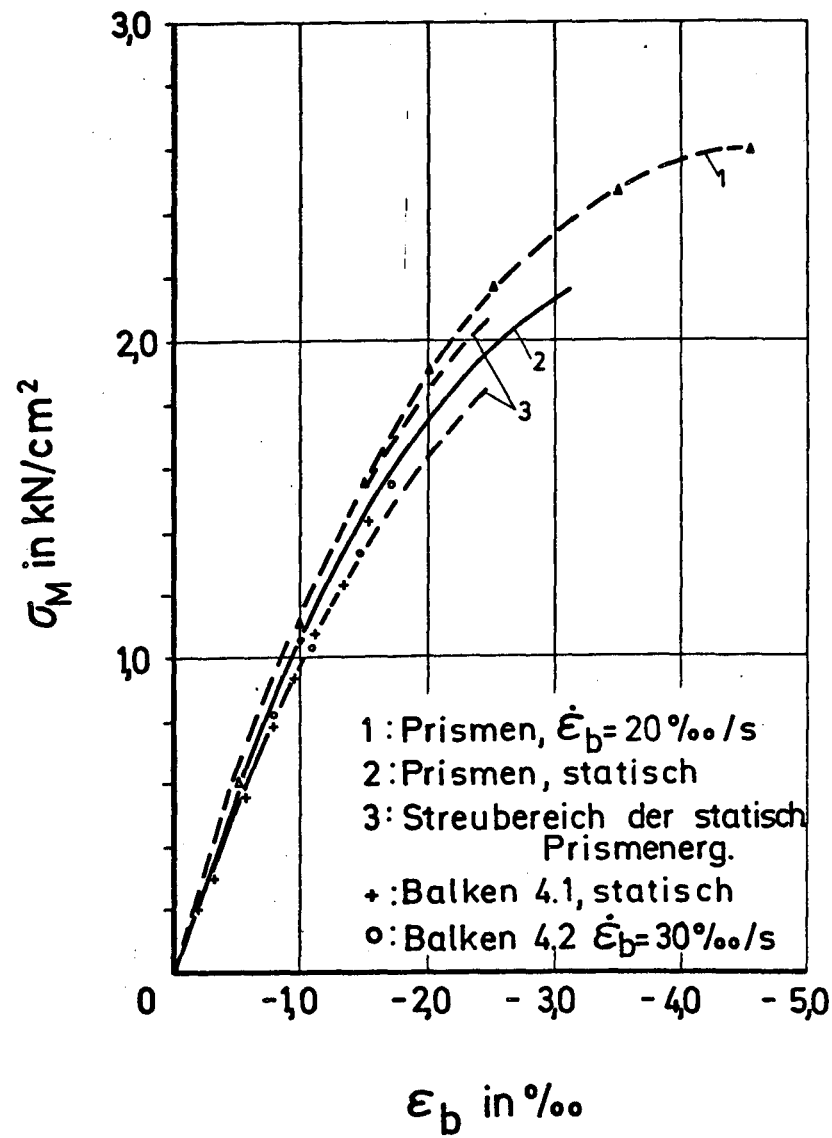
Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen der Serie 1 ermittelten
Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton



Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen der Serie 2 ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton



Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen der Serie 3 ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton



Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen der Serie4 ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton

A n h a n g

Tabellarische Literatúrauswertung und zugehöriges Literaturverzeichnis

Ziel der Literatúrauswertung war es, experimentelle Arbeiten mit einer diesem Forschungsauftrag vergleichbaren Themenstellung hinsichtlich Gegenstand, Untersuchungsmethode und Resultat in tabellarischer Form zusammenzustellen. Dementsprechend wurden theoretische Veröffentlichungen sowie die sehr viel umfangreichere Literatur über dynamisch beanspruchte Stahlbetonbalken nur auszugsweise berücksichtigt.

Die Kennzeichnung der Arbeiten erfolgt anhand des Jahres der Veröffentlichung und einer laufenden Nummer (z.B. 66.1); gegebenenfalls dort zitierte Literatur ist angegeben (z.B. 66.1.1...).

Untersuchungen an Modellen von Bauteilen aus anderen Werkstoffen (z.B. Metalle, Kunststoffe) wurden nicht ausgewertet; um einen Ausgangspunkt für eine diesbezügliche Literaturrecherche zu geben, wurde die Arbeit 73.1 samt Referenzliste in die Übersicht aufgenommen.

Bezeichnung	Erscheinungsjahr	P r ü f g e g e n s t a n d		
		Bauteil	Werkstoff	Rand- bedingungen
55.1	55	Balken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
57.1	57	Balken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
57.2	57	Plattenbalken, Rippenplatten	Stahlbeton	zweiseitig starr eingespannt
62.1	62	Balken	Spannbeton	zweiseitig gelenkig
63.1	63	Balken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
64.1	64	Balken	Spannbeton	zweiseitig gelenkig
64.2	64	Plattenbalken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
64.3	64	Arbeit in diesem Zusammenhang nicht interessant, aber		
66.1	66	Plattenbalken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
66.2	66	Plattenbalken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
68.1	68	Balken	Spannbeton	zweiseitig gelenkig
69.1	69	L i t e r a t u r z u s a m m e n s t e l l u n g		

Dynamische Beanspruchung		Messungen	
Belastungs- einrichtung	Belastungs- funktion	Meßgrößen	Anzahl der Versuche
mechanisch	stoßartig, Max. nach 100 ms	Kraft, Durchbiegung	16
Feder	stoßartig, Max. nach 10 ms	Kraft, Durchbiegung	
Kernwaffen- explosion	quasistatisch, Max. nach 7 bzw. 25 ms	Druckdifferenz, Durchbiegung, Stahldehnung	18 (4 dyn., 16 stat.)
Fallgewicht und Feder	stoßartig, Max. nach 50 ms	Kraft, Durchbiegung	8 (4 dyn., 4 stat.)
Feder	stoßartig, Max. nach 7 ms	Kraft, Auflagerreaktion	42 (26 dyn., 16 stat.)
hydraulisch	Durchbiegung zeitlinear, Max. nach 1 s	Kraft, Durchbiegung	>30
Sprengladung	stoßartig	bleibende Durch- biegung, Riß- bild	84
umfangreiches Literaturverzeichnis			
Druckstoß- kammer	quasistatisch, Max. nach 4 ms	Druck, Beschleunigung, Dehnungen, Durchbiegung	ca. 100
Sprengladung	stoßartig	Druck, Beschleunigung, Dehnungen	32
Feder	quasistatisch, Max. nach 5 ms	Kraft, Auf- lagerreaktion, Durchbiegung	9 (7 dyn., 2 stat.)

variierte Parameter	E r g e b n i s s e	theoretische Kontrolle	Anzahl der zit. Literaturstellen
Stahlgüte	Bei höherer Stahlgüte immer größere Bruchlast und kleinere bleibende Durchbiegung	nein	
Stahlgüte	Bruchlast dynam. größer als stat., bei hoher Stahlgüte größer als bei geringer Güte	nein	
Abmessungen, Druckdifferenz, Lastanstiegszeit	Feder-Massensystem als Analogon geeignet; im plast. Bereich hat Dämpfung größeren Einfluß auf Durchbiegung als Steifigkeit	ja	16
Lastanstiegszeit	Bei hoher Belastungsgeschwindigkeit liegen Moment-Krümmungs-Kurven höher und haben längeren linearen Bereich; Reiß- und Bruchmoment sowie max. Krümmung sind größer	nein	7
Stahlgüte, Bew.gehalt	Dynamische Bruchlast immer größer als statische, Einfluß der Stahlgüte sehr gering (Bruchlast bei hoher Stahlgüte geringfügig größer)	nein	4
Querschnitt, Bew. gehalt, Lage der Bew., Vorspannung, Lastanstiegszeit	siehe 62.1, Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit sinkt mit steigendem Bewehrungsgehalt	nein	4
Betongüte, Platten dicke, Stahlgüte, Bew.gehalt, Spreng- abstand	Bei Rippenstahl kleinere Reißbreiten und bleibende Durchbiegungen, aber örtlich höhere Stahlbeanspruchung als bei glattem Stahl, daher Grenzabstand der Sprengladung größer	nein	1
			19
Plattendicke, Be- tongüte, Stahlgüte, Bew.gehalt, Druck	Dynamische Zerstörungsdrücke größer als statische; Verfestigungsfaktor abhängig von Stahlgüte, Bew.gehalt u.a.	ja	16
Plattendicke, Stahlgüte, Sprengabstand	Bei ballist. Belastung sind wesentlich größere Risse als bei quasistat. Belastung möglich, ohne daß Platte bricht.	ja	4
maximale Kraft	maximal aufnehmbares Biegemoment bei dynam. Belastung 35 % größer als bei statischer	nein	6
			12

L 2
Experimentelle Arbeiten

Bezeichnung	Erscheinungsjahr	P r ü f g e g e n s t a n d		
		Bauteil	Werkstoff	Rand- bedingungen
70.1	70	Arbeit in diesem	Zusammenhang nicht	interessant, aber u
71.1	71	Plattenbalken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig, teilw. Mittelstütze
71.2	71	Plattenbalken	Stahlbeton	zweiseitig gelenkig
71.3	71	Platten	Stahlbeton	vierseitig gelenkig
72.1	72	L i t e r a t u r z u s a m m e n s t e l l u n g		
72.2	72	Platten	Stahlbeton	vierseitig gelenkig
73.1	73	Arbeit in diesem	Zusammenhang nicht	interessant, aber u
73.2	73	Arbeit in diesem	Zusammenhang nicht	interessant, aber u
75.1	75	Arbeit in diesem	Zusammenhang nicht	interessant, aber u
75.2	75	Arbeit in diesem	Zusammenhang nicht	interessant, aber u

varierte Parameter	E r g e b n i s s e	theoretische Kontrolle	Anzahl der zit. Literaturstellen
			44
Bewehrungsführung, Druck, mit und ohne Mittelstütze	Kurven Druck-Durchbiegung bei dynam. Belastung niedriger als bei statischer, Mittelstütze steigert Bruchlast um Faktor 5...6, Druckbewehrung ohne Einfluß	nein	-
Druck, Stahlgüte, Bew.gehalt	Bei gleichem Druck Durchbiegung erstmalig belasteter Platten immer kleiner als bei vorbelast. Platten, bei dyn. Belastung wird bestimmte Durchbiegung bei kleineren Drücken erreicht als statisch, Druckfaktor $p_{dyn}/p_{stat} = 0,5...0,7$		
Stahlgüte	Dynam. Grenzlaster etwas kleiner als statische bei etwa gleicher max. Durchbiegung, max. Durchbiegung bei St I etwas größer als bei St III b		"
			37
Druck, Bew.gehalt	Last-Verformungskurven liegen bei dynam. Belastung niedriger als bei statischer, d.h. dyn. für gleiche Durchbiegung geringerer Druck als stat.	nein	-
			8
			34
			29
			17

L 3
Theoretische Arbeiten

Bezeichnung	Erscheinungsjahr	G e g e n s t a n d				
		Bauteil	Modell	Randbedin- gungen	Werkstoffgesetz oder Federkennlinie	
59.1	59	Beliebige Bauwerke	Mehrmasse- schwinger	beliebig	beliebig	
66.3	66	-	Einmasse- schwinger	-	elastisch- plastisch	
66.4	66	Platte	-	unendlich ausgedehnt	elastisch	
72.3	72		Ein/Zwei- Masse- Schwinger	-	elastisch- plastisch	
73.3	73	Platte, Balken	-	beliebig	nichtlinear	
75.3	75	Flächen- tragwerke	-	beliebig	nichtlinear	

Rechenmethode	Bedeutung		Ergebnis	Experimentelle Überprüfung	Anzahl der zit. Literaturstellen
	speziell	allgemein			
numerisch durch schrittweise Integration		x	-	nein	4
numerisch durch schrittweise Integration		x	Diagramme, Computer-Programm	nein	7
-	x		Ausdrücke für Hauptbiegemoment, Durchbiegung, DG für Stoßkraft	Kreis- und Rechteckplatte bei Stoß mit Kugel	16
elementar		x	Diagramme für dyn. Lastfaktor	nein	7
numerische Integration auf der Basis finiter Differenzen		x	gerechnete Beispiele	nein	61
finite Elemente		x	gerechnete Beispiele	an fremden Versuchsergebnissen (statisch)	44

- 55.1 Mavis, F.T., Richards, F.A.,
Impulse Testing of Concrete Beams,
Journal ACI 52 (55) 93 - 102
- 57.1 Mavis, F.T., Greaves, M.J.,
Destructive Impulse Loading of Reinforced Concrete Beams
Journal ACI 54 (57) 233 - 52
- 57.2 Allgood, J.R., Shaw, W.A.,
Operation TEAPOT - Project 3.8 (Nevada Test Site)
Test of Concrete Panels
HQ Field Command, Sandia Base, Albuquerque,
N.M. (Hrsg.), 1957
- 57.2.1 - 16
1. Hansen, R. J.; Behavior of Reinforced Concrete Structural Elements Under Long Duration Impulsive Loads; Massachusetts Institute of Technology Report, June 1949; UNCLASSIFIED.
 2. Allgood, J. R., and Shaw, W. A.; Dynamic Elasto-Plastic Tests on Small Scale Beams; NAVCERELAB Technical Note N-200, 27 October 1954; UNCLASSIFIED.
 3. McEleney, P. J.; Navy Structures; Operation Upshot-Knothole, WT-729; CONFIDENTIAL, RD.
 4. Newmark, N. M., and Sinnamon, G. K.; Air Blast Effects on Underground Structures; Operation Upshot-Knothole Report WT-727, January 1954; CONFIDENTIAL, RD.
 5. Whitney, C. S., Anderson, B. G., and Cohen, E.; Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions; Journal of the American Concrete Institute, Volume 26, Number 7, March 1955; UNCLASSIFIED.
 6. Capabilities of Atomic Weapons; Department of the Army Technical Manual TM 23-200, Revised edition, 1 October 1952; SECRET.
 7. Newmark, N. M., and Clark, J. G.; Air Blast Effects on Underground Structures; Project Engineer Noodles; 31 July 1952; UNCLASSIFIED.
 8. Halpern, F. R., and Schmidt, L. A.; A Simple Method for Evaluating Blast Effects on Buildings; Armour Research Foundation Report, July 1952; UNCLASSIFIED.
 9. Thomson, W. T.; Plastic Behavior of Beams Under Long Duration Impulsive Loads; University of California at Los Angeles Report 54-92, October 1954; UNCLASSIFIED.
 10. Gaston, J. R., Sless, C. P., and Newmark, N. M.; Investigation of Load-Deflection Characteristics of Reinforced Concrete Beams Up To the Point of Failure; University of Illinois Report, Structural Research Series Number 40, December 1952; UNCLASSIFIED.
 11. Report of ASCE-ACI Joint Committee on Ultimate Strength Design; Proceedings of American Society of Civil Engineers, Separate Number 809, October 1955; UNCLASSIFIED.
 12. Swift, L. M., and Sachs, D. C.; Air Blast Overpressure and Dynamic Pressure over Various Surfaces; Operation Teapot Preliminary Report ITR-1109, May 1955; SECRET.

13. Hudson, G. E. ; A Method of Estimating Equivalent Static Loads in Simple Elastic Structures; Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Volume 6, Number 2; UNCLASSIFIED.

14. Newmark, N. M. ; Analysis and Design of Structures Subjected to Dynamic Loading; Proceedings of the Conference on Building in the Atomic Age, June 1952; UNCLASSIFIED.

15. Amirikian, A. ; Design of Protective Structures (A New Concept of Structural Behavior); BuDocks Bulletin P-51, August 1950; UNCLASSIFIED.

16. Symonds, P. S. ; Large Plastic Deformation of Beams Under Blast Type Loading; Proceedings of Second U. S. National Congress of Applied Mechanics, 1954, page 505; UNCLASSIFIED.

59.1

Newmark, N.M.,

A Method of Computation for Structural Dynamics
Journal of the Engineering Mechanics Division
Proceedings of the American Society of Civil Engineers
EM 3 (59) 67 - 94

59.1.1 - 4

1. N. M. Newmark, "Computation of Dynamic Structural Response in the Range Approaching Failure," Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, 1952, Published by Earthquake Engineering Research Institute.
2. S. Levy and W. D. Kroll, "Errors Introduced by Step-by-Step Integration of Dynamic Response," National Bureau of Standards Report, February 1951.
3. L. Fox and E. T. Goodwin, "Some New Methods for the Numerical Integration of Ordinary Differential Equations," Proc. Camb. Philos. Soc., Vol. 45, pp. 373-383, 1949.
4. S. Timoshenko, "Vibration Problems in Engineering," D. Van Nostrand Co., New York, first edition, 1923, pp. 79-81. (and in later editions, see for example 4th edition, 1954, pp. 143-145.)

62.1

Oladapo, I.O.,

Dynamic loading of prestressed concrete beams
Magazine of Concrete Research 14, 40 (62) 25 - 32

62.1.1 - 7

1. BATES, S. C. C. The strength of concrete members under dynamic loading. *Proceedings of a symposium on the strength of concrete structures*, London 1956. London, Cement and Concrete Association, 1958. pp. 487-524.
2. WADLIN, G. K. and STEWART, J. J. Comparison of prestressed concrete beams and conventionally reinforced concrete beams under impulsive loading. *Proceedings of the American Concrete Institute*. Vol. 58, No. 4. October 1961. pp. 407-421.
3. WALTON, W. H. (editor). *Mechanical properties of non-metallic brittle materials*. Paper by FOX, E. N. Some exploratory tests on the strength of concrete beams under pulse loads. London, Butterworths Scientific Publications, 1958. pp. 283-299.
4. WALTON, W. H. (editor). *Mechanical properties of non-metallic brittle materials*. Paper by EVANS, R. H. Effect of rate of loading on some mechanical properties of concrete. London, Butterworths Scientific Publications, 1958. pp. 175-190.
5. TROTT, J. J. and FOX, E. N. Comparison of the behaviour of concrete beams under static and dynamic loading. *Magazine of Concrete Research*. Vol. 11, No. 31. March 1959. pp. 15-24.

6. WRIGHT, P. J. The effect of method of test on the flexural strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*. Vol. 4, No. 11. October 1952, pp. 67-76.
7. MAVIS, F. T. and GREAVES, M. J. Destructive impulsive loading of reinforced concrete beams. *Journal of the American Concrete Institute*. Vol. 29, No. 3. September 1957. pp. 233-252.

63.1

Cernica, J.N., Charignon, M.J.,

Ultimate Static and Impulse Loading of Reinforced
Concrete Beams
Journal ACI 60 (63) 1219 - 27

63.1.1 - 4

1. Mavis, F. T., and Greaves, M. J., "Destructive Impulse Loading of Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 29, No. 3, Sept. 1957, pp. 233-252.
2. Mavis, F. T., and Stewart, J. J., "Further Tests of Dynamically Loaded Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 30, No. 11, May 1959, pp. 1215-1223.
3. "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons—Strength of Materials and Structural Elements," *Manual EM 1110-345-414*, U. S. Army Corps of Engineers, Mar. 15, 1957, pp. 1-64.
4. Mavis, F. T., and Greaves, M. J., Discussion of "Destructive Impulse Loading on Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 29, No. 9, Mar. 1958, pp. 811-123.

64.1

Oladapo, I.O.,

Rate of Loading Effect on Moment-Curvature Relation in
Prestressed Concrete Beams
Journal ACI 61 (64) 871 - 87

64.2

Kern, G.,

Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch
Luftstoßwellen
Zivilschutz Heft 7/8, pp. 252 - 64
Zivilschutz Heft 12, pp. 418 - 29

64.3

Mauch, S., Basler, E.,

Das Verhalten von Beton und Armierungsstahl unter
dynamischer Belastung
Forschungsinstitut für Militärische Bautechnik, Zürich,
FMB 64 - 3, Okt. 64

64.3.1 - 19

- 1.) Fry H.L., Speed in tension and its influence on yield point values. (ASCE 1942).
- 2.) Clark D.S. and Wood D.S., The time delay for the initiation of plastic deformation at rapidly applied constant stress. 52nd annual meeting of (ASTM) 1949.
- 3.) US Army Corps of Engineers. Design of Structures to resist the effect of atomic weapons.
- 4.) Vorwort zu Forschungsbericht der Baustahlgewebe GmbH, Düsseldorf, Heft 15, Dez. 1959.
- 5.) U.S. Air Force Design Manual 1962.
- 6.) Siess C.P., Behavior of high strength deformed reinforcing bars under rapid loading. University of Illinois, 1962.
- 7.) Mc Henry D. and J.J. Shideler, Review of data on effect of speed in mechanical testing of concrete, Portland Cement Association + ASTM, 1956.
- 8.) Watstein D., "Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete. Proceedings American Concrete Institute, Vol. 49, 1953.
- 9.) Jones P.G. and Richart F.E., The effect of testing speed on strength and elastic properties of concrete.
- 10.) Wrigth P.J.F., The effect of the method of test on the flexural strength of concrete. Magazine of Concrete Research, No. 11, Oct. 52.
- 11.) Kletik A.J., Webster D.W. and White F.P., Effect of Speed of loading on the modulus of rupture of plain concrete. B.S. thesis, University of Wisconsin, 1933.
- 12.) Nawy E.G., Shah J.M., The response of concrete shear keys to dynamic loading. MIT Department of Civ. Eng., January 1959.
- 13.) Hansen R.J. und Liepiens A.A., Behavior of bond under dynamic loading. MIT Dept. of Civ. Eng., Report under contract no. AT (29-2)-616, September 1959.
- 14.) Yang C.Y., Nuticelli A.S. and Tang C.N.
The dynamic behavior of reinforced concrete columns, Parts I and II. MIT Department of Civil Engineering, September 1960.
- 15.) Rüsch H., Researches towards a general flexural theory for structural concrete. Journal of the ACI., 1962.
- 16.) EMPA, Zughaftfestigkeitsversuche mit Caronstahl, Bericht an von Roll'sche Eisenwerke, 1953.
- 17.) Abteilung für Luftschutz (Rimathé), Bericht über Sprengversuche mit einbetonierten Armierungen, Vergleich von Bistahl und St37, 1962.
- 18.) Gaston J.R., C.P. Siess and N.M. Newmark, An investigation of the load-deformation characteristic of reinforced concrete beams up to the point of failure. University of Illinois, Structural Research Series no. 40, Dec. 1952.
- 19.) Norris et al. Structural Design for dynamic Loads, Mc Graw Hill Co., 1959.

66.1

Geppert, R.,

Untersuchungen an Betonplatten bei quasistatischer Belastung

Ernst-Mach-Institut, Freiburg i.B.,
Wissenschaftlicher Bericht Nr 1/66

- 66.1.1 - 16
- 1 G. Weigel Über Vorversuche zur Aufstellung einer großen Luftstoßkammer
EMI - Bericht Nr. 9/60
 - 2 G. Weigel Vorversuche zur Aufstellung einer großen Luftstoßkammer
EMI - Bericht Nr. 23/60
 - 3 A. Mehmel Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen
 - 4 P. Mehlin Versuche über das Verhalten druckbelasteter Membranen beim Bersten
G. Weigel EMI - Bericht Nr. 14/61
 - 5 G. Weigel Die Druckstoßkammer
Abschnitt 2 der "Versuchsanlagen Winterversweiler"
EMI - Bericht Nr. 9/64
 - 6 G. Weigel Entwicklung und Bau einer Luftstoßkammer (Vorstufe), 2. Abschnitt "Inbetriebnahme"
EMI - Bericht Nr. 14/64
 - 7 S. Stots Instrumentierung der Druckstoßkammer
EMI - Bericht Nr. 15/64
 - 8 H. Reichenbach Versuchsbericht über die ballistischen Messungen während der Versuche an Stahlbetonplatten
Phys. Inst. Uni. Freiburg Nr. 3/59
 - 9 H. Reichenbach Ergebnisse von Sprengversuchen an bewehrten Betonplatten
EMI - Bericht Nr. 16/60
 - 10 G. Kern Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen
Zivilschutz (1964) S. 252
 - 11 H. Bub Betonstahl
H. Deutschmann Erkenntnisse aus Bauforschung und Baupraxis
Sonderheft "Bautrichter" (1964)
 - 12 Chr. Rohrbach Dynamische Dehnungsmessungen an Beton mit Dehnungsmeßstreifen
Schriftreihe über zivilen Luftschutz
Heft 13 (1960)
 - 13 H. Molitz Zur Theorie der Zerstörungskennlinien
ISL - Bericht Nr. 7/59
 - 14 H. Molitz Druckstoßwirkungen auf einfache Objekte
EMI - Bericht Nr. SB 1/62
 - 15 G. Schindler Handbuch der Waffenwirkung für die Bemessung von Schutzbauten (1964)
A. Haerter Bundesamt für Zivilschutz, Bern.
 - 16 A. Hintz Übersetzung und Bearbeitung:
Grundlagen und Verfahren für die Konstruktion von Schutzbauten
US Air Force Handbuch (1965)

66.2

Geppert, R.,

Untersuchungen an Betonplatten bei ballistischer Belastung
 Ernst-Mach-Institut, Freiburg i.Br.,
 Wissenschaftlicher Bericht Nr 7/66

66.2.1 - 4

- | | | |
|-------|----------------|--|
| (1) | H. Reichenbach | Versuchsbericht 3/59
Ballistische Messungen |
| (2) | H. Molitz | Zur Theorie der Zerstörungskurven
ISL - Bericht 7/59 |
| (3) | A. Mehmel | Verhalten von Stahlbetonplatten bei
Beanspruchung durch Luftstoßwellen |
| (4) | G. Kern | Verhalten von Stahlbetonplatten bei
Beanspruchung durch Luftstoßwellen
Zivilschutz (1964) S. 262 |

66.3

Balmer, H., Mauch, S.P.,

Der Einfluß der Lastanstiegszeit auf die dynamische
 Tragfähigkeit von Bauteilen
 Forschungsinstitut für Militärische Bautechnik Zürich,
 FMB 66 - 5, 1966

66.3.1. - 7

- | | |
|-----|---|
| [1] | ASCE Manual No. 42: Design of Structures to Resist Nuclear Weapons Effects. |
| [2] | Newmark, N.M.: Design of Structures for Dynamic Loads Including the Effects of Vibration and Ground Shock. Symposium über wissenschaftliche Grundlagen des Schutzbaues. ETH Zürich, 1963. |
| [3] | Bergman, S.G.: Nomogram för beräkning av stötvågsläckage (Graphs for Calculating Blast Pressure Leakage). Särtryck ur Tidskrift i Fortifikation. Häft 3, 1965, Stockholm. |
| [4] | Harris, C.M., Crede, C.E.: Shock and Vibration Handbook, Vol. 1. McGraw-Hill Book Company, 1963. |
| [5] | Biggs, J.M.: Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill Book Company, 1964. |
| [6] | Mauch, S.: Elastoplastische Einmassenschwinger als Modell für dynamisch belastete Bauteile. FMB 65-6, April 1965. |
| [7] | Handbuch der Waffenwirkungen für die Bemessung von Schutzbauten (Ausgabe 1964); ausgearbeitet von der Arbeitsgruppe für baulichen Zivilschutz. Bundesamt für Zivilschutz Bern, 1964. |

66.4

Schwieger, H.,

Maximale Beanspruchung schlagartig belasteter
elastischer Platten
Deutsche Luft- und Raumfahrt,
Forschungsbericht 66 - 33, 1966

66.4.1. - 16

- [1] RAMAN, C.V. On Some Applications of Hertz's Theory of Impact
Phys. Rev. 15 (1920) 277-284
- [2] KARAS, K. Platten unter seitlichem Stoß
Ing.Arch. 10 (1939) 237-250
- [3] ESCHLER, H. Beitrag zur elementaren Theorie des Quer-
stoßes auf Stäbe und Platten
Ing.Arch. 12 (1941) 31-37
- [4] ZENER, Cl. The Intrinsic Inelasticity of Large Plates
The Phys.Rev. 59 (1941) 669-673
- [5] SONNTAG, G. Der symmetrische Biegestoß gegen eine Kreis-
platte
Forsch. Geb. Ing. Wes. 14 (1943) 137-148
- [6] ERINGEN, A.C. Transverse Impact on Beams and Plates
J.Appl.Mech. 20 (1953) 461-468
- [7] TILLET, J.P.A. A Study of the Impact of Spheres on Plates
Proc.Phys.Soc. (London) 67 (1954) 677-688
- [8] MAIDEN, C.J. The Stresses Produced in a Thin Elastic
Plate by a Transverse Impulsive Force
The Phil.Mag. 3 (1958) 1413-1423
- [9] GOLDSMITH, W. Impact, The Theory and Physical Behavior of
Colliding Solids
Edward Arnold London 1960
- [10] MORI, D. Lateral Impact on Bars and Plates
Proc. Soc. Exp. Stress Anal. 15 (1957)
171-178
- [11] GIL'MAN, I.S. Theoretical and Experimental Investigation
of the Stresses in Plates by Short-time
Loading
Stroit.mekhan. i raschet Sooruzh, 1960 (4)
15-22
- [12] SCHWIEGER, H. u.
V. REIMANN Untersuchung des Querstoßes auf eine Kreis-
platte
ZAMM 39 (1959) 198-213
- [13] SCHWIEGER, H. u.
V. REIMANN Der Biegestoß auf eine elastische Rechteck-
platte
Forsch. Ing. Wes. 30 (1964) 140-144
- [14] TIMOSHENKO, S.P. Zur Frage nach der Wirkung eines Stoßes auf
einen Balken
Z. f. Math. u. Phys. 62 (1913) 198-209
- [15] BOUSSINESQ, J. Application des potentiels
Paris 1885, 464-480
- [16] SNEDDON, J.N. The Symmetrical Vibrations of a Thin Elastic
Plate
Proc. Camb. Phil. Soc. 41 (1945) 27-43

68.1

Hamilton, W.A.,

Dynamic Response of Pretensioned Prestressed Concrete
Beams
Journal ACI 65 (68) 851 - 5

68.1.1 - 6

1. Wadlin, G. K., and Stewart, J. J., "Comparison of Prestressed Concrete Beams and Conventionally Reinforced Concrete Beams Under Impulsive Loading," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 50, No. 4, Oct. 1961, pp. 407-422.

2. Takahashi, S. K., "Static and Dynamic Loading of Pretensioned Concrete Beams," *Technical Report R-192*, Naval Civil Engineering Laboratory (NCEL), Port Hueneme, Calif., June 1962.

3. Mavis, F. T., and Richards, F. A., "Impulsive Testing of Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 52, No. 1, Sept. 1955, pp. 93-102.

4. Mavis, F. T., and Greaves, M. J., "Destructive Impulse Loading of Reinforced Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 54, No. 3, Sept. 1957, pp. 233-252.

5. Oladapo, I. O., "Dynamic Loading of Prestressed Concrete Beams," *Magazine of Concrete Research* (London), V. 14, No. 40, Mar. 1962, pp. 25-32.

6. Mavis, F. T., and Stewart, J. J., "Further Tests of Dynamically Loaded Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 55, No. 11, May 1959, pp. 1215-1224.

69.1

Dokumentationsstelle für Bautechnik i.d. Fraunhofer Gesellschaft, Stuttgart
Literaturzusammenstellung N 1396: Literatur zur Frage der dynamischen Belastung von Beton und Betonkonstruktionen. Stoß- und schlagartige Beanspruchungen. (1940, 1943, 1953 - 1968)

69.1.1 - 12

Mylrea, T.D.: Effect of impact on reinforced concrete beams. 1)
Proceedings ACI 36(1940) S. 581-596

Kluge, Ralph W.: Impact resistance of reinforced concrete slabs. 1)
Proceedings Amer. Concr. Inst. 39(1943) S. 397-412, 9 Bild., 1 Tab., Disc. S. 412/1-412/3.
Disc.: R.D. Karr and author.

Impact resistance of concrete. 1)
Bur.Stand.Tech.News Bull. 37(1953) Nr.3, S.45-46, Bild.
"Tests being carried out by the National Bureau of Standards, U.S.A., in cooperation with the Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy. Results obtained so far show the dynamic compressive strength to be up to 84 per cent higher than the static strength and the modulus of elasticity up to 47 per cent greater."

Mavis, F.T.; Richards, F.A.: Impulse testing of concrete beams.
Proc. ACI 52(1955/1956) S.93-102, 6 Bild., 5 Tab.
Untersuchungen des Carnegie-Instituts zur Feststellung des Verhaltens von Stahlbetonbalken, die sich bei gleichen Stoßwirkungen nur durch die Art der Bewehrung unterscheiden. Verwendet wurden normaler Baustahl und gehärteter Stahl sowie eine neuartige Stoß-Prüfmaschine, die auf beiden Balkenarten gleichartige Stoßschläge abgab.

Green, H.: Impact testing of concrete. 1)
Hrsg.: Building Research Station
Garston: Selbstverlag 1959
Reprinted from Proc. Conf. on Non-metallic Brittle Materials, 1958, April, S.300-315
"Review of work carried out at the Building Research Station using an apparatus based on the ballistic pendulum and recording its effect on concrete cubes with various aggregates and curing conditions."

S.A. N 1395: Dynamische Belastung von Beton und Betonkonstruktionen. Schwing- und Dauerschwingversuche.- N 1392: Schwingungen von Massivbrücken.

1) Angaben übernommen, Original nicht eingesehen.

Nachdruck - zu h. entzogen - und Übersetzung mit schriftlicher Erlaubnis der Dokumentationsstelle für Bautechnik

Sandhu, R.S.: Resistance of concrete to impact loading.
Indian Concr. J. 37(1963) Nr. 5, S. 169-173, 7 Bild., 1 Tab., 17 Qu.

Versuche an 23 Betonwürfeln von 15 cm Kantenlänge, die auf einer Fläche von 10x10 cm wiederholt mit einem 45 kg bzw. 22 kg schweren Hammer aus 60 cm bzw. 92 cm Fallhöhe bis zum Bruch beansprucht wurden. Dabei wurden variiert: die mineralog. Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, die Zusammensetzung des Betons, der Wasserzementfaktor und das Betonalter.

Cernica, J.N.; Charignon, M.J.: Ultimate static and impulse loading of reinforced concrete beams.

Proc. ACI 60(1963) Nr. 9, S. 1219-1228, 5 Bild., 2 Tab., 4 Qu.
Es wurden 42 gleichartige Stahlbetonbalken mit verschieden hohem Bewehrungsgehalt untersucht; 6 Balken besaßen neben der Zugbewehrung auch eine Druckbewehrung. 16 Balken wurden unter statischer Belastung bis zum Bruch belastet, die restlichen 26 Balken wurden bei stoßartiger Belastung untersucht.

Popp, Camillo: Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton.

Berlin: Ernst & Sohn (Vertrieb) 1965. 49 S., 65 Bild. und graph. Darst., 1 Tab.

= Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 172

Dahms, J.: Die Schlagfestigkeit des Betons.

Düsseldorf: Beton-Verlag 1968. 135 S., 49 Bild., 22 Tab., 50 Qu.
= Schriftenreihe der Zementindustrie Heft 34.

Nach Auswertung des Schrifttums zum Thema wurden zur Klärung bislang nicht gelöster Probleme Untersuchungen durchgeführt, welche u.a. die Druckspannungen bei schlagartiger Belastung und ihre Abhängigkeit von den übrigen Eigenschaften des Betons, ein Kriterium zur Beurteilung des Betons auf seine Eignung für wiederholte Schlagbeanspruchungen, sowie die günstigste Zusammensetzung und Herstellung eines Betons hoher Schlagfestigkeit ermitteln sollten.

Dahms, Jürgen: Über die Schlagfestigkeit des Betons für Rammpfähle.

Beton 18(1968) Nr. 4, S. 131-136, Nr. 5, S. 177-182, 17 Bild., 9 Tab., 19 Qu.

Zylinder ($d=15$ cm, $h=30$ cm) aus Betonen mit verschiedenem Zementgehalt (230 bis 475 kg/m³), Wasserzementwert (0,40 bis 0,80), Zuschlägen (Basalt, Quarzit, Kalkstein, Hochofenschlacke, Rheinkies, Blähschiefer, mit unterschiedlicher Kornzusammensetzung) wurden mit einem 50-kg-Fallbären bei 80 cm Fallhöhe auf Schlagfestigkeit geprüft.

Scherbins, V.I.: Pročnost železobetonnych izgibaemych elementov pri impul'sivnyh nagruzkach. (Festigkeit von biegebeanspruchten Stahlbetonelementen bei schlagartiger Belastung.- Or g. russ.)
Beton i železobeton 14(1968) Nr. 2, S. 38-41, 5 Bild., 6 Qu.
Untersuchungen mit einmaliger, schlagartiger Belastung bis zur Bruchgrenze innerhalb von 0,1 bis 0,175 Sekunden zeigten, daß die dynamische Festigkeit die statische übersteigt. Der Grad der Übersteigung ist abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit, der Empfindlichkeit der Bewehrung zu ihr, der Zugfestigkeit der Bewehrung und der Verfestigungsmöglichkeit der Druckzone des Betons. Vorschlag für ein Berechnungsverfahren auf dynamische Festigkeit unter Berücksichtigung der angegebenen Faktoren, das eine Einsparung an Bewehrung ermöglicht.

Kalinszky, S.; Szilagyi, Gy.: Vesztes beton lemez méretezése lökészerű teherre. (Bemessung von Stahlbetonplatten auf stoßartige Belastung.- Orig. ungar.) 1)

Mélyépítéstud. Szle. 10(1968) Nr. 1, S. 37-44, 6 Bild., 2 Tab., 7 Qu.

Ref. in: Ungarisches Bauwesen - Rundschau 1968 Nr. 2, S. 86-87.

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," American Concrete Institute, Detroit, 1963, 144 pp.
2. Anderson, Ferd E., Jr., *et al.*, "Design of Structures to Resist Nuclear Weapons Effects," *Manual of Engineering Practice*, No. 42, American Society of Civil Engineers, 1961.
3. Ferguson, P. M., *Reinforced Concrete Fundamentals*, 2nd edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1965.
4. Grant, D. A., *Charts for Estimating Blast Hazard From Missile Attack*, Office of the Director of Defense Research and Engineering, Washington, D.C., May 1960.
5. Glasstone, Samuel (Editor), *The Effects of Nuclear Weapons*, Department of Defense Publication, Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1962.
6. *The Welding Handbook*, 5th edition, Appendix B, The American Welding Society, New York.
7. Thomson, W. T., "Dynamic Response of Single Span Beams in the Plastic Region," *Report 57-53*, University of California, Los Angeles, June 1957.
8. Timoshenko, S., and Young, D. H., *Vibration Problems in Engineering*, 3rd edition, Van Nostrand, New York, 1955.
9. Franklin, J. M., "Effects of Impact on Simple Elastic Structures," *Journal SESA*, V. 6, No. 2, 1949, pp. 7-27.
10. Norris, C. H., *et al.*, *Structural Design for Dynamic Loads*, McGraw-Hill Book Co., New York, 1959.
11. Thomson, W. T., *Vibration Theory and Applications*, Prentice-Hall Co., New York, 1965.
12. Gaston, J. R.; Siess, C. P.; and Newmark, N. M., "An Investigation of the Load-Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Beams up to the Point of Failure," *Structural Research Series No. 40*, University of Illinois, Dec. 1952.
13. Large E. G., *Basic Reinforced Concrete Design*, 2nd edition, Ronald Press, New York, 1957.
14. Allgood, J. R.; Takahashi, S. K.; and Shaw, W. A., "Blast Loading of 15 ft. R/C Beams," *Technical Report R-086*, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., Jan. 1961.
15. Allgood, J. R., and Swihart, G. R., "Design Charts for R/C Beams Subjected to Blast Loads," *Technical Report R-121*, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., Jan. 1961.
16. Manjoine, M. J., "Influence of Rate of Strain and Temperature on Yield Stresses of Mild Steel," *Journal Applied Mechanics*, V. 2, No. 4, Dec. 1944.
17. *ASTM Standards*, V. 30, E8-61T, "Tension Testing of Metallic Materials," May 1965.
18. Clark, D. S., and Wood, D. S., "The Time Delay for the Initiation of Plastic Deformation at Rapidly Applied Constant Stress," *Proceedings, ASTM*, V. 49, 1949.
19. Watstein, E., "Effect of Straining Rate on the Compressive Strength and Elastic Properties of Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 49, No. 8, Apr. 1953, pp. 729-44.
20. Allgood, J. R., and Shaw, W. A., "Elasto-Plastic Response of Beams to Dynamic Loads," *Technical Memorandum M-30*, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., Mar. 1958.
21. Shaw, W. A., and Allgood, J. R., "Blast Resistance of Reinforced Concrete Beams Influenced by Grade of Steel," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 55, No. 10, Mar. 1959, pp. 935-46.
22. Wilbur, J. B., *et al.*, "Behavior of Reinforced Concrete Structural Elements Under Long Duration Impulsive Loads," Massachusetts Institute of Technology, Sept. 1949.
23. Johansen, K. W., *Yield-line Theory*, Cement and Concrete Association, 52 Grosvenor Gardens, London, 1962.
24. Shah, I. C., "Behavior of Bond Under Dynamic Loading," Contract No. DA-49-146-xz-061-1374, Massachusetts Institute of Technology, Mar. 1963.
25. Ferguson, Phil M., "The Trend Away From Load-Stress Relations in Reinforced Concrete Design," presented to Structural Division ASCE, Reno Convention, June 21, 1960.
26. Merritt, J. L., and Newmark, N. M., "Design of Underground Structures to Resist Nuclear Blast," *Structural Research Series No. 149*, University of Illinois, Apr. 1958.
27. ACI-ASCE Committee 427, "Ultimate Strength Design," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 52, No. 7, Jan. 1956, p. 505.

28. Austin, W. J., *et al.*, "Deep Members of R/C," *Structural Research Series* No. 187, 193, 194, and 195, University of Illinois; Contract AF 9(601)-468, Project 1080, AFSWC, Kirtland Air Force Base, New Mexico, Jan. to Aug. 1960.
29. Burns, N. H., and Siess, C. P., "Load-Deformation Characteristics of Beam-Column Connections in Reinforced Concrete," *Structural Research Series* No. 234, University of Illinois, Jan. 1962.
30. Ernst, G. C., "Plastic Hinging at the Intersection of Beams and Columns," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 53, No. 12, June 1957, pp. 1119-44.
31. Feldman, A., and Siess, C. P., "Investigation of Resistance and Behavior of Reinforced Concrete Members Subjected to Dynamic Loading," Part II, *Structural Research Series* No. 165, University of Illinois, Sept. 1958.
32. Miyamoto, H. T., and Allgood, J. R., "Blast Load Tests on Post-Tensional Concrete Beams," *Technical Report* R-116, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., Mar. 1961.
33. Hognestad, Eivind, "Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 49, No. 7, Mar. 1953, pp. 637-56.
34. Swihart, G. R.; Allgood, J. R.; and Shaw, W. A., "Resistance of Reinforced Concrete Beams," *ASCE Proceedings*, Jan. 1959, p. 43.
35. Wood, R. H., *Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates*, Ronald Press, New York, 1961.
36. Nordell, W. J., "Plastic Hinge Formation in Reinforced Concrete Beams," *Technical Report* R-371, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., June 1965.
37. Kuna, W. A., and Seabold, R. H., "Dynamic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," Parts I & II, *Technical Report* R-395, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., Dec. 1965, Jan. 1967.
38. Newmark, N. M., and Hiltiwanger, J. D., "Principles and Practices for Design of Hardened Structures," *Air Force Design Manual*, Contract AF29(601)-2390, Air Force Special Weapons Center TDR-62-138, Dec. 1962.
39. Albritton, G. E., "Static Tests of Reinforced-Concrete Deep Beams," *Technical Report* 1-676, United States Army Waterways Experiment Station, June 1965.
40. Design of Structures To Resist the Effects of Atomic Weapons, U.S. Army Corps of Engineers, *Manual* EM-1110-345-413, Weapons Effects Data, July 1959.
41. Crist, R. A., "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Technical Report* 67-61, V. 2, Airforce Weapons Laboratory, Oct. 1967.
42. Denton, D. R., "A Dynamic Ultimate Strength Study of Simply Supported Two-Way Reinforced Concrete Slabs," *Technical Report* 1-789, United States Army Waterways Experiment Station, July 1967.
43. Gamble, W. L.; Hendron, A. J.; Rainier, J. H.; and Schnobrich, W. C., "A Study of Launch Facility Closures," Space and Missile Systems Organization, *Technical Report* 67-15, University of Illinois, Nov. 1967.
44. Keenan, W. A., "The Behavior of Restrained Reinforced Concrete Slabs Under Static and Blast Loading," Naval Civil Engineering Laboratory *Technical Report*, Apr. 1969.

71.1

Geppert, R.,

Verhalten abgestützter Kellerdecken bei Druckstoßbelastung in: "Probleme des baulichen Schutzes", Kolloquium des Fachausschusses I der Schutzkommission beim Bundesministerium des Innern in Weil/Rhein am 15./16. Juni 1971

71.2

Geppert, R.,

Druckstoßversuche an Betonplatten
Ernst-Mach-Institut, Freiburg i.Br.,
wissenschaftlicher Bericht Nr. 5/71

71.3

Geppert, R.,

Druckstoßversuche an vierseitig gelagerten Betonplatten
Ernst-Mach-Institut, Freiburg i.Br.,
Wissenschaftlicher Bericht Nr. 7/71

72.1

Dokumentationsstelle für Bautechnik i.d. Fraunhofer-Gesellschaft
Stuttgart

Literaturzusammenstellung N 1727: Literatur zur Frage der
dynamischen Belastung von Beton und Betonkonstruktionen.
Stoß- und schlagartige Beanspruchungen.
(1950 - 1971). Erg. u. Fortsetzg. zu N 1396

72.1.1 - 37

Bowmann, H. Lake: Bombs versus buildings. 1)

Engineering News-Record 144(1950) Nr.4, S.24-27

Verf. studierte durch Bombardierungen entstandene Schäden an
Bauwerken in Europa und Japan. Vorschläge u.a. für Stahlbeton-
konstruktionen.

Bergman, S.G.A.: Static and dynamic behaviour of concrete structures.
The behaviour of concrete structures affected by loads resulting
from explosions and impacts. 1)

(Orig.-Titel unbekannt.)

Betong 1953, Nr.4, S.216

Nylander, H.: Die Durchschlagslast von Platten. 1)

Österreich. Ing. Archiv 9(1955) Nr.2/3, S.181-196, 6 Bild., 21 Qu.

"Berechnung der Bruchlast von Platten, die durch Bomben getroffen
wurden, ausgehend von den Differentialgleichungen für Platten, die
ursprünglich durch starke Biegung deformiert wurden. Runde und
rechteckige Platten-Beispiele."

Concrete block houses stand up under terrific atomic blast test. 1)

Pit & Quarry, Chicago 48(1955) Nr.1, S.254-255, 272, 5 Bild.

"Versuchsergebnisse in Nevada (Mai 1955)."

Nordberg, Eror: Concrete houses survive atomic blast.

Rock Products 58(1955) Nr.7, S.142-143, 146, 153-154, 11 Bild.

Civil Defense "Survival City" nuclear tests May 5 at Yucca Flats, Nev.

Paoli, R.: Explosions nucléaires et résistance des matériaux. 1)

Annales des Ponts et Chaussées 126(1956) Nr.2, S.127-162

"Paper, a combination of comment on, justification of, and appendix
to the French Minister of the Interior's bulletin of Jan. 25, 1955,
on protection against the effects of atomic weapons, covers in con-
siderable detail the behavior of blast waves and the action of
materials under dynamic loadings, especially atomic blasts. A brief
numerical example concerns a square reinforced concrete shelter slab..."

Blast-resistant concrete houses. 1)

Indian Concrete Journal 30(1956) Nr.10, S.322-326, 340

Neidhardt, G.L. u.a.: Field test of reinforced-concrete dome shelters
and prototype door. 1)

Washington: Department of Commerce Dez. 1957.

62 S. = US AEC. Operation Plumbbob. Project 30.1 Preliminary report.

Benjamin, Jack R.; Williams, Harry A.: The behaviour of one-story
reinforced concrete shear walls.

Proceedings ASCE 83(1957) Nr.ST 3, Paper 1254, 49 S., 39 Bild., 1 Taf.

Curione, Charles: Der dynamisch belastete Stahlbetonbalken mit
eingespannten Enden.

Ziviler Luftschutz 22(1958) Nr.2/3, S.49-52, 5 Bild., 2 Qu.

Luftstoßwelle, die durch die Explosion nuklearer Waffen hervor-
gerufen wird.

Shaw, Warren A.; Allgood, J.R.: Widerstand von Stahlbetonbalken

gegen Luftstoßwellen in Abhängigkeit von der Güte des Bewehrungsstahls.
Orig.-Titel: Blast resistance of reinforced concrete beams influenced
by grade of steel.

In: Journal ACI 30(1959) Nr.9, Übers. a. d. Engl.

Hrsg.: Bau-Stahlgewebe GmbH

Düsseldorf: Selbstverlag 1959. 22 S., 9 Bild., 1 Tab., 10 Qu.

= Forschungsberichte der Bau-Stahlgewebe GmbH, Düsseldorf, Nr.15

Benjamin, Jack R.; Williams, Harry A.: Blast and earthquake resistant design data: Behavior of one-story reinforced concrete shear walls containing openings.

Proceedings ACI 55(1958/1959) Nr.5, S.605-616, 15 Bild., 1 Tab., 12 Qu.

Abrahamsson, Eddy: Genomslagsbrott hos korsarmerad inspänd betongplatta. (Sudden failure by snapping of clamped concrete slab with two-way reinforcement.)

Nordisk Betong 4(1960) Nr.2, S.101-108, 5 Bild., 4 Qu.

Übersetzung ins Englische s.: Abrahamsson, E.: Sudden failure by snapping of a clamped concrete slab with two-way reinforcement.

Übers. aus d. Schwedischen: G.N. Gibson. Hrsg.: Department of Scientific and Industrial Research, Building Research Station.

Garston, Watford, Herts.: 1962. 6 S., 5 Bild., 4 Qu.

= Library Communication No.1083.

"Tests on reinforced and plain, clamped concrete slabs subjected to blast loading..."

Hansen, Robert J.; Navy, Edward C.; Shah, Jayant M.: Response of concrete shear keys to dynamic loading.

Proceedings ACI 57(1960/1961) Nr.11, S.1475-1490, 14 Bild., 7 Tab., 6 Qu.

Abrahamsson, Eddy: Armeringskvalitetens betydelse vid luftstötvalsbelastade betongbalkar. (Grade of steel in blast loaded concrete beams. - Orig. schwed.)

Nordisk Betong 6(1962) Nr.2, S.179-194, 14 Bild., 1 Tab.

(Zus.fassg. u. Bildunterschr. schwed. u. engl.)

Auch als Sonderdruck erschienen:

Hrsg.: Kungl. Fortifikationsförvaltningen. Befästningsbyrån.

Stockholm: Selbstverlag 1962. 16 S., Bild. = Tekn. medd. Nr. B 29.

Schardin, H.: Überblick über die Problemstellung der dynamischen Belastung von Bauwerken.

Zivilschutz 26(1962) Nr.3, S.96-99, 3 Bilder, 1 Qu.

Weigel, Gerhard; Stots, Sigurd: Sprengversuche an Schutzbauten der Regeltypen S1 und S9 auf dem Gelände der Erprobungsstelle Meppen. Freiburg/Br.: Ernst-Mach-Institut der Fraunhofer-Gesellschaft zur Förderung der angewandten Forschung 1963.

66 S. Text m. 27 Bild., + 28 S. m. Taf. und Tab., maschinenschriftl. vervielf.

= Wissenschaftlicher Bericht Nr.4/63

S.a. Kurzberichte aus der Bauforschung 7(1966) Sonderheft 4:

Baulicher Zivilschutz, S.9.

Horn, A.: Tragfähigkeit kleiner Fundamente unter statischer und dynamischer Belastung.

Bauingenieur 38(1963) Nr.10, S.404-405, 6 Bild., graph.Darst., 1 Tab., 3 Qu. (Nach E.T. Selig und K.E. McKee: Static and dynamic behavior of small footings. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Journ. Soil Mech. Found. Div., Vol. 87(1961) No. SM 6, Part I, S.29-47. - Der Vergleich mit DIN 4017, Bl.1, wurde zusätzlich eingearbeitet.) Versuche mit kleineren Kreis-, Quadrat- und Rechteckfundamenten auf ebenen Sandflächen bei nichtvibrierender, stoßweiser und bei statischer Belastung, wie sie z.B. bei Abschußrampen vorkommt. Versuchsergebnisse.

Finsterwalder, Ulrich; Kern, Georg: Sprengversuche an schutzbewehrten Stahlbetonplatten (Modellversuche).

Zivilschutz 27(1963) Nr.7/8, S.270-279, 18 Bild., 2 Tab., 1 Qu.

Reichenbach, H.: Ergebnisse von Sprengversuchen an bewehrten Betonplatten.

In: Symposium über wissenschaftliche Grundlagen des Schutzbaues.

Hrsg.: Ernst-Mach-Institut

Freiburg: Selbstverlag 1964. S.278-298, 14 Bild., Diagr., graph.Darst.

= Wissenschaftlicher Bericht Nr.13/64.

Kern, Georg: Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen.

Zivilschutz, Koblenz 28(1964) Nr.7/8, S.252-264; Nr.12, S.418-429, 34 Bild., graph.Darst., Diagr., Tab., 2 Faltaf., 1 Qu.

Crawford, R.; Ward, H.S.: Dynamic strains in concrete and masonry walls.

Hrsg.: National Research Council of Canada, Division of Building Research

Ottawa: Selbstverlag 1965. 4+9 S., 11 Bild., 2 Qu.

= Building Research Note Nr.54

"The tank was filled with sand so that small charges of dynamite could be exploded in the body of the sand. It was possible to measure the effect of the explosion on the four walls of the tank..."

Entwurf von Bauten zum Schutz gegen die Wirkungen atomarer Waffen
[Konstruktion von Bauwerken].
 (Übersetzung von: Design of structures to resist the effects of
 atomic weapons. Department of the Army, Corps of Engineers,
 Office of the Chief of Engineers (Engineering Manual Military
 Construction, EM 1110-345-413 bis 421)
 Kurzberichte aus der Bauforschung 6(1965) Sonderheft 2:
 Baulicher Luftschutz, S.2-14

Mauch, S.: Die Rückfederung von elasto-plastischen Systemen unter
Stoßbelastung.

In: Die Forschung in der militärischen Bautechnik
 [Zürich: Forschungsinstitut für Militärische Bautechnik 1965.]
 S.45-59, 10 Bild., Diagr., Qu. (Sonderdruck aus: Techn. Mitt.
 f. Sappeure 29(1965) = FMB 65/2
 Das Verhalten von elasto-plastischen Bauelementen wie Balken oder
 Platten aus Stahl oder Stahlbeton unter einmaliger Stoßbelastung
 wird betrachtet.

Heierli, W.: Das Erschütterungsproblem von Schutzbauten.
 Zivilschutz 29(1965) Nr.4, S.142-146, 2 graph.Darst., 4 Qu.

Geppert, R.: Untersuchungen an Betonplatten bei quasistatischer
Belastung. (2 Bde.)

Hrsg.: Ernst-Mach-Institut, Freiburg/Br., Außenstelle Weil
 Freiburg i. Br.: Selbstverlag 1966.
 1. Band: III, 24 S. Text + 76 S. mit zahlr. Bild., Diagr. u. 38 Tab.;
 2. Band: Anhang, 118 S., über 250 Bild. = Wissenschaftlicher Bericht 1/66.

Ehm, Herbert: Zu Fragen der Bemessung im baulichen Zivilschutz.
 Beton- und Stahlbetonbau 62(1967) Nr.6, S.139-144, 7 Bild., Diagr., 6 Qu..

Albritton, C.E.: Response of deep reinforced and unreinforced concrete
slabs to static and dynamic loading. 1)

ASCE - Annual & National Meeting on Structural Engineering, Pittsburgh,
 Pa., Sept. 30 - Oct. 4, 1968.
 Ohne Ersch.verm.; 32 S. = Preprint 699
 Experimental study of response of deep, two-way reinforced and plain
 concrete slabs subjected to static overpressures and to determine
 response to failure of deep slabs subjected to airblast overpressure
 in field.

Voellmy, A.: Zum Teil-Einsturz eines Hochhauses in London.
 Schweizer. Bauzeitung 86(1968) Nr.52, S.927-929, 2 Bild., 4 Qu.
 Schäden durch eine Gasexplosion "normaler" Intensität im 18. Geschos
 eines 24-stöckigen, aus Großtafeln montierten Hochhauses.

Kmitanje a únava stavebných konstrukcií. Zborník statí zo stavebnej
dynamiky. (Schwingungsbeanspruchung und Ermüdung von Baukonstruk-
tionen. Sammlung von Aufsätzen. - Orig. slowak., engl. Zus.fassg.)
 Bratislava: Vydavateľstvo slovenskej Akadémie Vied 1969.
 244 S., 87 Bild., Schn., Diagr., 21 Tab., 111 Qu.
 U.a. S.30-71 Henrych, Josef: Schlagbelastung von Stahlbetonträgern
 und -platten (Orig. slowak.)

Dudin, V.F.; Nevskij, V.A.; Piskunov, Ju.A.: Vlijanie neuprugosti
betonov na soprotivljaemost' udarnym nagruzkam. (Einfluß des
unelastischen Verhaltens des Betons auf seine Widerstandsfähigkeit
gegen schlagartige Belastungen. - Orig. russ.)
 Beton i Železobeton 15(1969) Nr.8, S.18-20, 4 Bild., 1 Tab., 3 Qu.

Coles, Bruce C.; Hamilton, Wayne A.: Repetitive dynamic loading
on pretensioned prestressed beams.
 Proc. ACI 66(1969) Nr.9, S.745-747, 1 Bild., 1 Diagr., 2 Tab., 1 Qu.
 Zweck der Untersuchungen war es festzustellen, ob die Bemessung
 eines Spannbetonbalkens für eine statische Last auch hinreichend
 ist, wenn die gleiche Last schlagartig aufgebracht wird (z.B.
 als Explosionsbelastung).

Panzhauser, Erich: Die Gefährdung von Fertigteil-Hochhäusern
durch Gasexplosionen.
 Aufbau 25(1970) Nr.3/4, S.130-133, 3 Bild., Schn., 7 Qu.

Alexander, S.J.; Hambly, E.C.: The design of structures to
withstand gaseous explosions.
 Concrete 4(1970) Nr.2, S.62-65; Nr.3, S.107-116, 18 Bild., 20 Qu.
 Betr.: Stahlbetonkonstruktionen

Henrych, Josef: Experimentální výzkum kruhových desek dynamicky
zatížených. (Experimentelle Untersuchungen kreisrunder Stahlbeton-
platten unter dynamischer Last. - Orig. tschech.)
 Stavebn. čas. 18(1970) Nr.2, S.123-155, 27 Bild., 2 Tab., 9 Qu.

Slack, J.H.: Explosions in buildings - the behaviour of reinforced concrete frames.
Concrete 5(1971) Nr.4, S.109-114

Soretz, Stefan: Versuche an Betonstahl mit Schlagbeanspruchung durch Explosion.
Hrsg.: Tor-Isteg Steel Corporation
Luxembourg: Selbstverlag. 24 S., 10 Bild., Schn., Diagr., 3 Tab.,
1 Qu. = Betonstahl in Entwicklung h.30.

72.2

Geppert, R.,

Untersuchungen an vierseitig aufgelagerten Modellen von
Kellerdecken
Schutzkommission beim Bundesministerium des Innern
Bericht der Fachausschüsse für das Jahr 1972, S. 15

72.3

Limberger, E., Struck, W.,

Stoßartige Beanspruchung von Bauteilen und ihre rechnerische
Simulation an mechanischen Modellen
Die Bautechnik 49 (72) 384 - 8

72.3.1. - 7

- [1] Struck, W., und Böhmert, W.: Gedanken und Versuche zum Ermitteln von Prüfverfahren für die Beurteilung des Verhaltens von Wandtafeln gegenüber stoßartiger Beanspruchung. Schriftenreihe „Berichte aus der Bauforschung“ Heft 50, Berlin 1967 (Vertrieb durch den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn).
- [2] Limberger, E., und Struck, W.: Die stoßartige Beanspruchung von Bauteilen. VDI-Z 113 (1971), H. 10, S. 793/98.
- [3] Struck, W., Limberger, E., und Brandes, K.: Zur Abschätzung der Beanspruchung in Flächentragwerken bei örtlicher Stoßbelastung mit Parameterstudie am Beispiel einer Stahlbetonschale. Wissenschaftlicher Sammelband der BAM 1972.
- [4] Limberger, E.: Ein (Feder-Masse)-(Feder-Masse)-Schwinger zur Lösung von Stoßproblemen. Materialprüfung 13 (1971), Nr. 10, S. 342/45.
- [5] Struck, W., und Böhmert, W.: Querstoß auf nichttragende Wandteile durch gegenprallende Menschen. Wissenschaftlicher Sammelband der BAM 1972.
- [6] Norris, Charles H., u. a.: Structural Design for Dynamic Loads. New York: McGraw-Hill Book C. 1959.
- [7] Eringen, A. C.: Transverse impact on beams and plates. J. appl. Mech. 20 (1953), Nr. 4, S. 461-468.

73.1

Böhmert, W., Brünner, W.,

Masse-Querstoß auf elastische Balken und Rechteckplatten
Wissenschaftliche Berichte aus der Arbeit der Bundesanstalt
für Materialprüfung (BAM) - Berlin
Ausgewählte Beiträge zur Hundertjahrfeier der BAM im
Jahre 1971
Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin 1973

73.1.1 - 8

- 1. Struck, W. u. W. Böhmert: Gedanken und Versuche zum Ermitteln von Prüfverfahren für die Beurteilung des Verhaltens von Wandtafeln gegenüber stoßartiger Beanspruchung. Berichte aus der Bauforschung, H. 50 Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1967
- 2. Schulze, R.: Experimentelle Untersuchungen über den Balkenquerstoß; Zeitschrift für angew. Physik 5. Bd, 7/1953 S. 252-260
- 3. Ernschermann, H.-H. u. K. Rühl: Beanspruchungen eines Biegeträgers bei schlagartiger Querbelaugung, VDI-Forschungsheft 443 (1954)

4. Rühl, K. u. H.-J. Pagel: Neue Untersuchungen über die Beanspruchungen eines Biegeträgers bei schlagartiger Querbelastrung; Forschung Bd. 22 6/1956 S. 202-209
5. Emschermann, H.-H. R. Flossmann u. K.H. Rühl: Quantitative Ermittlung der dynamischen Spannungszustände an quergestoßenen Biegeträgern mit Hilfe von Funkenkinematographie und Spannungsoptik, Kurzzeitphotographie S. 308-313 Verlag Helwich Darmstadt 1959
6. Rühl, K., H.-H. Emschermann, R. Flossmann u. G. Jänicke: Untersuchungen über den Spannungsverlauf in stoßartig beanspruchten Stäben und Trägern; Materialprüfung Bd. 4 7/1962 S. 234-242
7. Schwieger, H.: Maximale Beanspruchung schlagartig belasteter elastischer Platten, Deutsche Luft- und Raumfahrt, Forschungsbericht 66-33, 1966
8. Struck, W. u. W. Böhmert: Verfahren zum Abschätzen der Beanspruchung in nichttragenden Wandteilen, die durch gegenprallende Menschen stoßartig belastet werden, Die Bautechnik 2/1971

73.2

Struck, W., Limberger, E., Eifler, H.,

Probleme und Kenntnislücken bei der Beurteilung des Widerstandes von Stahlbetonbauteilen gegenüber stoßartiger Belastung
Preprints of the 2nd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology,
Berlin 1973, Vol. 4, Part J 3/4, S. 1 - 13

73.2.1 - 34

- [1] MEIER-DÖRNBERG, K.-E., "Die Beschreibung von Stoßvorgängen durch 11 Zeitfunktionen, Fourier- und Shockspektren", VDI-Berichte Nr. 135, 1969, VDI-Verlag, Düsseldorf.
- [2] LIMBERGER, E. u. STRUCK, W., "Die stoßartige Beanspruchung von Bauteilen", VDI-Z Bd. 113 (1971) Nr. 10, S. 793/98.
- [3] SCHARDIN, K.A., "Wirkung von Spreng- und Atombomben", Ziviler Luftschutz 18 (1954) Nr. 12, S. 283/91.
- [4] GWALTNEY, R.C., "Missile generation and protection in lightwater cooled power reactor plants", Oak Ridge National Laboratory Report ORNL-NSIC-22, Oak Ridge Sept. 1968.
- [5] CHELAPATI, C.V., KENNEDY, R.P. and WALL, I.B., "Probabilistic Assessment of Aircraft Hazard for Nuclear Power Plants, Nuclear Engineering and Design 19 (1972) S. 333/364.
- [6] KARAS, H., "Platten unter seitlichem Stoß", Ing.-Arch. 10 (1979) Nr. 3, S. 238/50.
- [7] ERINGEN, A.C., "Transverse impact on beams and plates", J. appl. Mech. 20 (1953) Nr. 4, S. 461/68.
- [8] GOLDSMITH, W., "Impact", London: Edward Arnold Ltd. 50.
- [9] RÜHL, K., EMSCHERMANN, H.H., FLOSSMANN, R. und JÄNICKE, G., "Untersuchungen über den Spannungsverlauf in stoßartig beanspruchten Stäben und Trägern". Materialprüfung 4 (1962) S. 234/242.
- [10] KÄMMEL, G., "Der Einfluß kurzzeitiger Belastungen", Bauingenieur 38 (1963) Nr. 2, S. 54/57.
- [11] SCHMIDT, B., "Kontaktkraft und Biegespannungen im quergestoßenen Balken", Diss. Techn. Hochschule Darmstadt 1966.
- [12] SCHWIEGER, H., "Maximale Beanspruchung schlagartig belasteter Platten", Deutsche Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt, DLR Forschungsbericht 66-33, München 1966.
- [13] RIERA, J.D., "On the stress analysis of structures subjected to

- aircraft forces", Nuclear Engng. and Design 8 (1968) Nr. 3, S. 415/26.
- [1] YANG, H.T.Y. and GODFREY, D.A., "Structural analysis of aircraft impact", Nuclear Engng. Design 11 (1969) Nr. 2, S. 295/307.
 - [2] BARTRAM, R., "Näherungsweise Berechnung der Verformung und Beanspruchung von impulsförmig belasteten Balken und Rahmen unter Berücksichtigung der endlichen Ausbreitgeschwindigkeit von Stoßwellen", Fortschritt-Berichte der VDI-Zeitschriften Reihe 1, Nr. 31, 1971, 142 Seiten, VDI-Verlag, Düsseldorf
 - [3] ARGYRIS, J.H. and CHAN, A.S.L., "Applications of Finite Elements in Space and Time", Ingenieur-Archiv 41 (1972) S. 235/257.
 - [4] SEILER, J.A. and SYMONDS, P.S., "Plastic Deformation in Beams under Distributed Dynamic Loads", Journal of Applied Physics 25 (1954), S. 556/563.
 - [5] "Design of structures to resist the effects of atomic weapons", U.S. Army Corps of Engineers, Bericht EM-1110-345-415 u. EM-1110-345-416, Bonn: deutsche Bearbeitung des BMWo 1957.
 - [6] NORRIS, C.H. u.a., "Structural design for dynamic loads", New York: McGraw-Hill, Book Company 1959.
 - [7] O'HARA, G.J. and CUNIFF, P.F., "Numerical method for structural shock response", J. Engng. Mech. Division, Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. 90 (1964) Nr. EM 2, S. 51/82
 - [8] LIMBERGER, E. und STRUCK, W., "Stoßartige Beanspruchung von Bauteilen und ihre rechnerische Simulation an mechanischen Modellen", Bautechnik 49 (1972), S. 384/388.
 - [9] MAINSTONE, R.J., "The effects of Explosions on Buildings", bre-Symposium "Buildings and the Hazard of Explosion" Ref. No. 352/72, Copyright Building Research Station.
 - [10] STRUCK, W. und LIMBERGER, E., "Näherungslösung für das Verhalten eines elastischen Systems unter einem unelastischen Stoß", Nuclear Engineering and Design 12 (1970), S. 452/456.
 - [11] MAVIS, F.T. and STEWART, J.J., "Further tests of Dynamically Loaded Beams", Jour. of the American Concrete Institute 30 (1959), S. 1215/1223.
 - [12] TROTT, J.J. and FOX, E.N., "Comparison of the Behaviour of Concrete Beams under Static and Dynamic Loading", Magazine of Concrete Research 11 (1959) S. 15/24.
 - [13] CERNICA, J.N. and CHARIGNON, M.J., "Ultimate Static and Impulse Loading of Reinforced Concrete Beams", Journal of the American Concrete Institute 60 (1963) S. 1219/1228.
 - [14] PERRY, E.S., BURNS, N.H. and THOMPSON, J.N., "Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Steel Plates Subjected to Dynamic Loads", Journal of the American Concrete Institute 64 (1967) S. 662/668.
 - [15] HAMILTON, W.A., "Dynamic Response of Pretensioned Prestressed Concrete Beams", Journal of the American Concrete Institute 65 (1968), S. 851/855.
 - [16] KERN, G., "Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen", Zivilschutz 1964, S. 252/264 und 418/429.
 - [17] GEPPERT, R., "Druckstoßversuche an zwei- und vierseitig gelagerten Betonplatten", EMI-Berichte 5/71 und 7/71, Ernst Mach Institut, Freiburg 1971.
 - [18] BACHMANN, H., "Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken", Diss. ETH Zürich 1967.
 - [19] EIFLER, H. und PLAUK, G., "Zwei Verfahren zur Berechnung der Drehfähigkeit plastischer Gelenke in biegebeanspruchten Stahlbetonkonstruktionen", Materialprüfung 14 (1972), S. 256/259.
 - [20] SAWCZUK, A. und JAEGER, Th., "Grenztragfähigkeitstheorie der Platten", Springer-Verlag, Berlin, 1963.

- [34] STRUCK, W., LIMBERGER, E. und BRANDES, K., "Zur Abschätzung der Beanspruchung in Flächentragwerken bei örtlicher Stoßbelastung mit Parameterstudie am Beispiel einer Stahlbetonschale", Wiss. Sammelband der BAM 1973.

73.3

Stangenberg, F.,

Berechnung von Stahlbetonbauteilen für dynamische Beanspruchungen bis zur Tragfähigkeitsgrenze
Konstruktiver Ingenieurbau, Berichte Heft 16, 1973

73.3.1 - 61

- [1] Biggs, J.M.: Introduction to structural dynamics, McGraw-Hill, New York 1964
- [2] Szabo, I.: Höhere Technische Mechanik, 4. Aufl. Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg
- [3] Lehmann, Th.: Einige Betrachtungen zur Beschreibung von Vorgängen in der klassischen Kontinuumsmechanik, Ingenieur-Archiv, XXIX. Band 1960
- [4] Green, A.E., Zerna, W.: Theoretical elasticity, Clarendon Press Oxford 2nd ed. 1968
- [5] Girkmann, K.: Flächentragwerke, Springer-Verlag, Wien 1963
- [6] Klotter, K.: Technische Schwingungslehre, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1960
- [7] Kolousek, V.: Dynamik der Baukonstruktionen, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin 1962
- [8] Hartmann, B., Schrader, K.H., Winkel, G.: MESY - Ein Programmsystem zur Untersuchung von Tragwerken, Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte, Vulkan-Verlag Essen 1973
- [9] Sawczuk, A., Jaeger, T.: Grenztragfähigkeitstheorie der Platten, Springer-Verlag 1963
- [10] Struck, W., Limberger, E., Brandes, K.: Zur Abschätzung der Beanspruchung in Flächentragwerken bei örtlicher Stoßbelastung mit Parameterstudie am Beispiel einer Kugelschale, Wissenschaftlicher Sammelband der BAM 1972
- [11] Manuals-Corps of Engineers U.S. Army, in deutscher Übersetzung 1957 herausgegeben vom Bundesministerium für Städtebau und Wohnungswesen: „Bemessung der Bauwerke gegen die Wirkungen der Kernwaffen“, EM 1110-345-413 bis 419
- [11.1] EM 1110-345-413, Waffenwirkungen
- [11.2] EM 1110-345-414, Materialfestigkeiten und Konstruktionselemente
- [11.3] EM 1110-345-415, Prinzipien der dynamischen Berechnung und Konstruktion
- [11.4] EM 1110-345-416, Bauteile unter dynamischer Belastung
- [11.5] EM 1110-345-417, Einfache Stockwerkrahmen
- [11.6] EM 1110-345-418, Mehrgeschossige Rahmenkonstruktionen (Stockwerksrahmen)
- [11.7] EM 1110-345-419, Bauwerke mit aussteifenden Querwänden (Schubwänden)
- [12] Riera, J.D.: On the stress analysis of structures, subjected to aircraft impact forces, Nuclear Engineering and Design 1968
- [13] Yang, H.T.Y., Godfrey, D.A.: Structural analysis of aircraft impact on a nuclear containment vessel and associated structures, Nuclear Engineering and Design 1970
- [14] Obermeyer, L.: Stoßbelastung auf ein Bauwerk, Dissertation, TH München, 1970
- [15] Bartram, R.: Näherungsweise Berechnung der Verformung und Beanspruchung von impulsförmig belasteten Balken und Rahmen unter Berücksichtigung der endlichen Ausbreitungsgeschwindigkeit von Stoßwellen, Forschungsberichte der VDI Zeitschriften, Reihe: Konstruktionstechnik-Maschinenelemente, 1971
- [16] Otter, J.R.H.: Computations for prestressed concrete pressure vessels using dynamic relaxation, Nuclear Structural Engineering 1, 1965
- [17] Schnellenbach, G.: Beitrag zur numerischen Berechnung des räumlichen Spannungszustandes in Hohlzylindern mit Ausschnitten, Dissertation Bochum 1969
- [18] Peters, H.L.: 1) Numerische Lösung der Gleichungen des Spannungs- und Verformungszustandes allgemeiner Flächentragwerke im Rahmen einer linearen Theorie, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Nr. 71-1 des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum
2) Ein Beitrag zur numerischen Behandlung dynamischer Probleme allgemeiner Flächentragwerke, Habilitationsschrift Ruhr-Universität Bochum 1972
- [19] Hansson, V.: Numerisches Verfahren zur praktischen Berechnung ebener Spannungs- und Verformungszustände bei beliebiger Geometrie und allgemeinem Materialgesetz, Dissertation Ruhr-Universität Bochum 1971
- [20] Otter, J.R.H.: Dynamic relaxation compared with other iterative finite difference methods, Nuclear Engineering and Design 3, 1966
- [21] Gilles, D.C.: The use of interlacing nets for the application of relaxation methods to problems involving two dependent variables, Proc. of the Roy. Soc. A 1948
- [22] Courant, R., Friedrichs, K., Lewy, H.: Über die partiellen Differenzengleichungen der mathematischen Physik, Mathem. Annalen 100 (1928)
- [23] Courant, R., Hilbert, D.: Methoden der mathematischen Physik, 3. Auflage Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York 1968
- [24] Forsythe, G. E., Wasow, W.R.: Finite-difference methods for partial differential equations, John Wiley & Sons, Inc., New York-London-Sydney 1967
- [25] Richtmeyer, R.D.: Difference methods for initial value problems, Interscience Publishers Inc., New York 1957
- [26] Frank, P., v. Mises, R.: Die Differential- und Integralgleichungen der Mechanik und Physik II, 2. Aufl. Dover Publications New York, Vieweg Braunschweig 1961
- [27] Collatz, L.: Numerical treatment of differential equations 3rd ed. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York 1966
- [28] Hodgkins, W.R.: On the relation between Dynamic Relaxation and semi-iterative matrix methods, Numerische Mathematik 9, 1967
- [29] Holmes, M., Downham, R.J.: An experimental investigation into the yield criterion for reinforced concrete slabs, Civil Engineering Materials Conference, Southampton 1969, Proceedings
- [30] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 138, Berlin 1961

- [31] Rasch, C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 154, Berlin 1962
- [32] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung, Bericht Nr. 78 des Lehrstuhls für Massivbau der TH München 1969
- [33] Jungwirth, D.: Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 211, Berlin 1970
- [34] Reimann, H.: Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger ruhender Kurzzeitbelastung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 175, Berlin 1965
- [35] Dölger, W.: Veränderlichkeit der Biege- und Schubfestigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 179, Berlin 1966
- [36] Duddeck, H.: Traglasttheorie der Stabtragwerke, Betonkalender II 1972
- [37] Mayer, H.: Die Berechnung der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 194, Berlin 1967
- [38] Rüschi, H.: Der Zusammenhang zwischen Rißbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen, 5. Konferenz der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau, Lissabon 1956
- [39] Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 208, Berlin 1969
- [40] Gaston, I.R., Siess, C.D., Newmark, N.M.: An Investigation of the Load-Deformation Characteristic auf Reinforced Concrete Beams up to the point of Failure, Struc. Research Ser. No.40, University of Illinois 1952
- [41] Ehm, H.: Zu Fragen der Bemessung im baulichen Zivilschutz, Beton- und Stahlbetonbau 1967
- [42] Peter, J.: Zur Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung, Dissertation TH Stuttgart
- [43] Kupfer, H.: Schubfestigkeit von Spannbeton, Beschreibung neuerer Versuche und Folgerungen, Deutscher Betonverein, Arbeitstagung München, Oktober 1959
- [44] Heilmann, H.G., Hilsdorf, H., Finsterwalder, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 203, Berlin 1969
- [45] Teichen, K.T.: Über die innere Dämpfung von Beton, Schriftenreihe des Otto-Graf-Institutes, Heft 38, Stuttgart 1968
- [46] Holzapfel, F.: Das Verhalten von Zementstein unter dynamischer Beanspruchung, Forschungsberichte des Landes NW Nr. 2224, Opladen 1972
- [47] Schardin, H.: Wirkungen von Spreng- und Atombomben auf Bauwerke, Ziviler Luftschutz 1954
- [48] Leutz, H.: Die Wirkungen der Kernwaffen, Carl Heymanns Verlag KG, Köln 1964
- [49] Kern, G.: Verhalten von Stahlbetonplatten bei Beanspruchung durch Luftstoßwellen, Baulicher Zivilschutz 1964
- [50] Struck, W., Limberger, E.: Näherungslösung für das Verhalten eines elastischen Systems unter einem unelastischen Stoß, Nuclear Engineering and Design 12, 1970
- [51] Limberger, E., Struck, W.: Die stoßartige Beanspruchung von Bauteilen, VDI-Zeitschrift 113, 1971, Nr. 10
- [52] Kolsky, H.: Stress waves in solids, Dover Publications 1963
- [53] Schnellenbach, G.: Allgemeine Berechnung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern unter Berücksichtigung von nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Gesetzen nach der Methode der Dynamischen Relaxation, 1. International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlin 1971, H3/7
- [54] Nilson, A.H.: Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method, ACI Journal 1968
- [55] Loov, R.E.: The determination of stresses and deformations of reinforced concrete after cracking, Civil Engineering Materials Conference, Southampton 1969, Proceedings
- [56] Martin, J.B.: Mode approximations for impulsively loaded structures in the inelastic range, Civil Engineering Materials Conference, Southampton 1969, Proceedings
- [57] Rüschi, H., Stöckl, S.: Der Einfluß von Bügeln und Druckstäben auf das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 148, 1963
- [58] Rao, P.S.: Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen, Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 177, 1966
- [59] Zerna, W.: Neuzzeitliche Baukonstruktionen für Wärmekraftwerke, VGB Kraftwerkstechnik, Mitteilungen der VGB, 1972
- [60] Langan, D., Garas, F.K.: The failure of concrete under combined action of high shearing forces and biaxial restraint, Civil Engineering Materials Conference, Southampton 1969, Proceedings
- [61] Zerna, W., May, B., Nowak, B., Stangenberg, F.: Spezielle Anforderungen an die Bautechnik bei Kernkraftwerken, VGB-Konferenz „Bautechnik in Wärmekraftwerken 1972“, Dortmund 27./28.9.1972, VGB Kraftwerkstechnik, Mitteilungen der VGB 1973

75.1

Struck, W., Voggenreiter, W.,

Examples of impact and impulsive loading in the field of civil engineering

Matériaux et Constructions 8, 44 (75) 81 - 7

75.1.1 - 29

ALEXANDER, S.J., TAYLOR, H. — *Field observations of gaseous explosions in buildings. Buildings and the hazard of explosion*, Proceedings of a Symposium at BRE, 1972, pp. 43-51. BRE 1974.

BAM. — Jahresbericht 1972 der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM). Berlin, Laboratorium 4.23.

CASPAR, W. — *Maximale Windgeschwindigkeiten in der Bundesrepublik Deutschland*, Die Bautechnik. Bd 47. 1970. S. 335-340.

- CHELAPATI, C.V., KENNEDY, R.P., WALL, I.B. — *Probabilistic assessment of aircraft hazard for nuclear power plants*, Nucl. Engin. and Design, Vol. 19, 1972, pp. 333-364.
- CORDES, F. — *Eiderdamm Hundeknöll-Vollerwiek*, Die Bautechnik, Bd 47, 1970, S. 361-370 u; Bd 48, 1971, S. 325-344.
- DAVENPORT, A.G. — *The dependence of wind loads on meteorological parameters*, Proceedings of the International Research Seminar on "Wind Effects on Buildings and Structures," in Ottawa, 1967, Vol. I, pp. 19-82, Toronto, 1968, University of Toronto Press.
- DRAGOSAVIC, M. — *Structural measures against explosions of natural gas in multi-storey residential buildings* (Konstruktieve maatregelen tegen aardgasexplosies in hoge woorgebouwen), Report No. BI-72-6 04.3.02.520, Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies, 1972.
- *GWALTNEY, R.C. — *Missile generation and protection in light-water-cooled power reactor plants*, Oak Ridge National Laboratory, ORNL-NSIC-22, 1968.
- KÖNIG, G., ZILCH, K. — *Ein Beitrag zur Berechnung von Bauwerken im böigen Wind*, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der T.H. Darmstadt, Heft 15, 1970, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf.
- LEYS, E. — *Maßnahmen bei Brückenbauten über Wildbäche und bei Wegquerungen über Lawinengraben*, Österreichische Ingenieurzeitschrift, Bd 16, 1973, S. 143-146.
- *LIMBERGER, E., STRUCK, W. — *Stoßartige Beanspruchung von Bauteilen und ihre rechnerische Simulation an mechanischen Modellen*, Die Bautechnik, Bd 49, 1972, S. 384-388.
- *MAINSTONE, R.J. — *Structural tests on an experimental helicopter platform*, Inst. Civil Engin. Proc., Vol. 33, 1966, pp. 65-91.
- MAINSTONE, R.J. — *The hazard of internal blast in buildings*, Building Research Establishment Current, Paper CP 11 73, April 1973.
- MAINSTONE, R.J. — *The effects of explosions on buildings. Buildings and the hazard of explosion*, Proceedings of a Symposium at BRE, 1972, pp. 7-18, BRE 1974.
- *MAVIS, F.T., RICHARD, F.A. — *Impulse testing of concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 27, 1955, pp. 93-102.
- NEWBERRY, C.W., EATON, K.J., MAYNE, J.R. — *The nature of gust loading on tall buildings*, Proceedings of the International Research Seminar on "Wind Effects on Buildings and Structures," Ottawa, 1967, Vol. I, pp. 399-428, University of Toronto Press.
- NEWBERRY, C.W., EATON, K.J., MAYNE, J.R. — *Wind loading on tall buildings—further results from Roxex House*, Building Research Establishment, Current Paper CP 29 73, November 1973.
- *PERRY, E.S., BURNS, N.H. — *Simple set up for applying impact loads*, Mater. Res. and Stand., Vol. 5, 1965, pp. 515-516.
- *PERRY, E.S., BURNS, N.H., THOMPSON, J.N. — *Behavior of concrete beams reinforced with steel plates subjected to dynamic loads*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 64, 1967, pp. 662-668.
- POPP, C. — *Der Querstoß beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele in Straßenunterführungen*, Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaues, Heft 14, Stahlbauverlag Köln, 1961.
- RASBASH, D.J., STRETCH, K.L. — *Explosions in domestic structures*, Struct. Engin., Vol. 47, 1969, pp. 403-411 (Discussion: *ibid.*, Vol. 48, 1970, p. 319-329).
- REUSCHE, R. — *Bautechnische Sicherheit gegen Explosionsdruck: aktuelle britische Untersuchungen an Ziegel-mauerwerk*, Ziegelindustrie, Heft 1, 1971, S. 14-18.
- RIERA, J.D. — *On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces*, Nucl. Engin. and Design, Vol. 8, 1968, pp. 415-426.

- SCHARDIN. H., MOLITZ, H., SCHÖNER, G. — *Wirkungen von Spreng- und Atombomben auf Bauwerke*, Ziviler Luftschutz, Bd 18, 1954, S. 283-291.
- SCHWANECKE, R. — *Sicherheitsanforderungen an Maßwarten*, Wasser, Luft und Betrieb, Bd 13, 1969, S. 224-229.
- STRUCK, W., BÖHMERT, W. — *Gedanken und Versuche zum Ermitteln von Prüfverfahren für die Beurteilung des Verhaltens von Wandtafeln gegenüber stoßartiger Beanspruchung*, Berichte aus der Bauforschung, Heft 50, 1967, S. 5-30, Berlin.
- STRUCK, W., LIMBERGER, E., EIFLER, H. — *Probleme und Kenntnislücken bei der Beurteilung des Widerstandes von Stahlbetonbauteilen gegenüber stoßartiger Belastung*, Preprints of the 2nd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlin, 1973, Vol. 4, Part J 3 4, S. 1-13.
- STRUCK, W. — *Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen. Vorschlag für ein Prüfverfahren*, Mitteilung aus der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin, 1974, Bericht zum Vorhaben 12202.
- SZABO, I. — *Einführung in die Technische Mechanik*, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg, 1954, S. 250.

75.2

Skov, K., Olesen, S.Ø.,

Impact resistance of reinforced and prestressed concrete members

Matériaux et Constructions 8, 44 (75) 116 - 25

75.2.1 - 17

- *BATE, S.C.C.—*The effect of impact loading on prestressed and ordinary reinforced concrete beams*, Her Majesty's Stationery Office, Research Paper 35, London, 1961.
- *CERNICA, J.N., CHARIGNON, M.J.—*Ultimate static and impulse loading of reinforced concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 60, No. 9, 1963.
- *HAMILTON, W.A.—*Dynamic response of pretensioned prestressed concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 65, No. 10, 1968.
- *HENRYCH, J.—*Experimental investigation of circular slabs under dynamic loads*, Stavebnický Casopis, 2 ročník XVIII, 1970.
- *KLUGE, R.W.—*Impact resistance of reinforced concrete slabs*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 23, No. 4, 1945.
- *MAGNEL, G.—*Le béton précontraint*, 3rd edition, Ghend, Editions Fecheyr., 1953, pp. 289-321.
- *MAVIS, F.T., RICHARDS, F.A.—*Impulse testing of concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 27, No. 1, 1955.
- *MAVIS, F.T., GREAVES, M.J.—*Destructive impulse loading of reinforced concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 29, No. 3, 1957.
- *MAVIS, F.T., STEWART, J.J.—*Further tests of dynamically loaded beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 30, No. 11, 1959.
- *MYLREA, T.D.—*Effect of impact on reinforced concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 11, No. 6, 1940.
- *NEWMARK, N.M.—*External blast*, ASCE-IABSE International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, August 1972.
- *PENZIEN, J., HANSEN, R.J.—*Static and dynamic elastic behavior of reinforced concrete beams*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 25, No. 7, 1954.
- *PERRY, E.S., BURNS, N.H., THOMPSON, J.N.—*Behavior of concrete beams reinforced with steel plates subjected to dynamic loads*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 64, No. 10, 1967.

- *REINSCHMIDT, K.F., HANSEN, R.J., YANG, C.Y.—*Dynamic tests of reinforced concrete columns*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 61, No. 3, 1964.
- *SHAW, W.A., ALLGOOD, J.R.—*Blast resistance of reinforced concrete beams influenced by grade of steel*, J. Amer. Concr. Inst., Vol. 30, No. 9, 1959.
- *SIMMS, L.G.—*Actual and estimated impact resistance of some reinforced concrete units failing in bending*, J. Inst. Civil Engin., No. 4, 1945.
- *TROTT, J.J., FOX, E.N.—*Comparison of the behavior of concrete beams under static and dynamic loading*, Mag. Concr. Research, Vol. 11, No. 31, 1959.

75.3

Nowak, B.,

Behandlung von Flächentragwerken unter dynamischer Belastung mit Berücksichtigung des Werkstoffverhaltens von Stahlbeton
Habilitation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, 1975

75.3.1 - 44

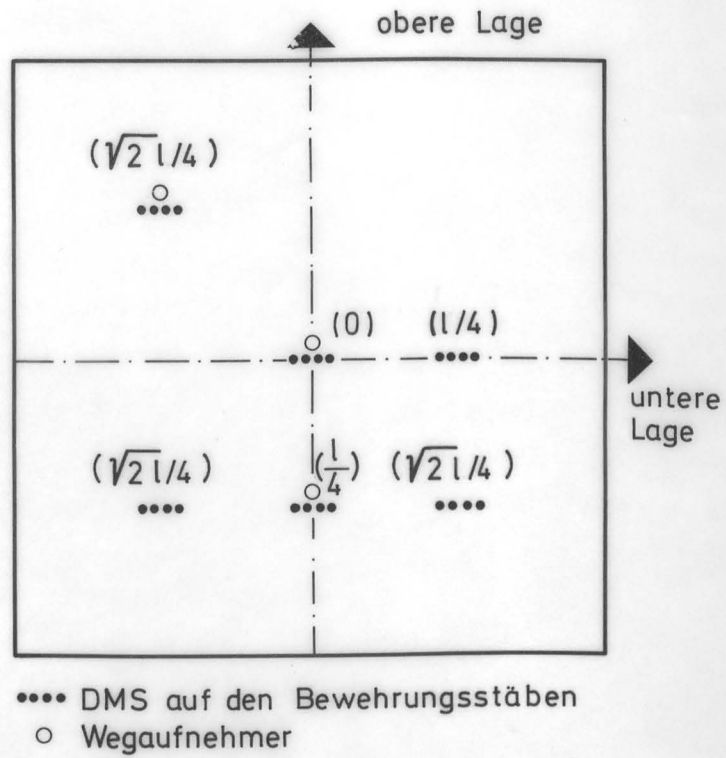
- | | | |
|------|--|--|
| [1] | Pestel, E. -
Leckie, F.A.: | Matrix Methods in Elastomechanics,
New York 1963 |
| [2] | Zurwühl, R.: | Matrizen, 4.Auflage, Berlin,
Göttingen, Heidelberg 1964 |
| [3] | Zurwühl, R.: | Praktische Mathematik, 5.Auflage,
Berlin, Heidelberg, New York 1965 |
| [4] | Green, A.E. -
Zerna, W.: | Theoretical Elasticity, 2.Auflage,
Oxford 1968 |
| [5] | Tottenham, H. -
Brebbia, C.: | Finite Element Techniques in
Structural Mechanics, Proc. of a
Seminar at Univ. of Southampton,
April 1970 |
| [6] | Zienkiewicz, O.C. - | The Finite Element Method in
Structural and Continuum Mechanics,
London 1967 |
| [7] | Anderson, - Irons, -
Zienkiewicz, O.C.: | Vibration and Stability of Plates
Using Finite Elements, IJSS, Vol.4,
Nr. 10, Oct. 1968 |
| [8] | Riehle, W. -
Stein, E.: | Die Berechnung von Zustands- und
Einflussflächen für die Schnitt-
größen beliebiger Platten mit
Hilfe der Methode der finiten
Elemente, VDI Fortschritt Berichte,
Reihe 4, Nr. 14 |
| [9] | | Finite Methoden zur Konstruktionsbe-
rechnung, TH Berlin, Seminar für
Kybernetik |
| [10] | Flower, M. -
Severn, R.T. -
Taylor, P.R.: | Static and Dynamic Analysis of
Plates and Shells Using the Finite
Element Method, Int. Symp. Newcastle
upon Tyne, No. 11 |
| [11] | Dawe, D.J.: | A Finite Element Approach to Plate
Vibration Problems, Journ. Mech.
Eng. Science, 7, 1965 |
| [12] | Best, G.C.: | Vibration Analysis of a Cantilevered
Square Plate by the Stiffness Matrix
Method, Proc. Conf. on Matrix Methods,
Ohio 1965 |
| [13] | Wilson, E.L. -
Clough, R.W.: | Dynamic Response by Step-by-step
Matrix Analysis, Lissabon 1962 |
| [14] | Flügge, W.: | Statik und Dynamik der Schalen,
Berlin 1962 |
| [15] | Carr, A.J.: | A Refined Finite Element Analysis
of Thin Shell Structures
Including Dynamic Loadings, Diss.
Berkeley 1967 |
| [16] | Percy, J.H. -
Klein, S. - Plan,
T.H. - Navaratna,
D.R.: | Application for Matrix
Displacements Method to Linear
Elastic Analysis of Shells of
Revolution, AIAA-Journal, Vol.3,
No. 11, 1965 |
| [17] | Grafton, P.E. -
Strome, D.R.: | Analysis of Axisymmetrical Shells
by the Direct Stiffness Method,
AIAA-Journal, Vol.1, No.10, 1963 |

- [18] Jones, R.E. -
Strome, D.R.: Direct Stiffness Method of
Analysis of Shells of Revolution
Utilising Curved Elements, AIAA-
Journal 1966
- [19] Fette, H.: Gekrümmte finite Elemente zur
Berechnung von Schalentragwerken,
Schriftenreihe TH Braunschweig,
Heft 1, Düsseldorf 1969
- [20] Fette, H. -
May, B.: Finite Elemente für gekrümmte
Flächentragwerke, Konstruktiver
Ingenieurbau, Berichte, Heft 11,
1971
- [21] Klein, S. -
Sylvester, R.J.: The Linear Elastic Dynamic
Analysis of Shells of Revolution
by the Matrix Displacement
Method, Ohio 1965
- [22] Peters, H.L.: Beitrag zur Dynamik allgemeiner
Flächentragwerke, Habilitations-
schrift, Bochum 1972
- [23] Nowak, B.: Der Einfluss kurzzeitiger
Belastung auf Stahlbetonbalken
und -platten, Konstruktiver
Ingenieurbau, Berichte, Heft 9,
1971
- [24] Bell, J.C. -
Elms, D.G.: A Finite Element Post-Elastic
Analysis of Reinforced Concrete
Shells, noch unveröffentlicht
- [25] Bell, J.C.: A Complete Analysis of
Reinforced Concrete Slabs and
Shells, Diss. New Zealand 1970
- [26] Scordelis, A.C.: Finite Element Analysis of
Reinforced Concrete Structures,
Univ. of California, Berkeley
- [27] Bell, J.C. -
Elms, D.G.: A Finite Element Approach to
Post-Elastic Slab Behaviour,
American Concrete Institute, 1972
- [28] Jofriet, J.C. -
Mc Neice, G.M.: Finite Element Analysis of Rein-
forced Concrete Slabs, Journal
of the Structural Division, 1971
- [29] Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung
der bei statisch unbestimmten
Stahlbetonkonstruktionen im
plastischen Bereich auftretenden
Umlagerungen der Schnittkräfte,
Heft 177 des Deutschen Aus-
schusses für Stahlbeton
- [30] Nowak, B.: Beitrag zur Stabilität ein-
dimensionaler Tragwerke aus
Stahlbeton unter allgemeiner
Beanspruchung, Diss. Bochum 1972
- [31] Mayer, H.: Die Berechnung der Durchbiegung
von Stahlbetonbauteilen, Heft 194
des Deutschen Ausschusses für
Stahlbeton
- [32] Whang, B.: Elastó-Plastic Orthotropic Plates
and Shells, Nashville Tennessee,
1969
- [33] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter
mehrachsigter Kurzzeitbelastung
unter besonderer Berücksichtigung
der zweiachsigen Beanspruchung,
Heft 229 des Deutschen Ausschusses
für Stahlbeton
- [34] Gontkewitsch, W.S.: Eigenschwingungen von Platten
und Schalen, Kiew 1964
- [35] Stangenberg, F.: Berechnung von Stahlbetonbauteilen
für dynamische Beanspruchungen
bis zur Tragfähigkeitsgrenze,
Konstruktiver Ingenieurbau,
Berichte, Heft 16, Bochum 1973
- [36] Dirr, B.-Waller, H.: Zum Problem der Berechnung der
Eigenfrequenzen und Eigenformen
elastischer ebener Kontinuen,
Ingenieur Archiv 43 (1974)
- [37] Kolousek, V.: Dynamik der Baukonstruktionen,
VEB Verlag, Berlin 1962
- [38] Sawczuk, A. -
Jaeger, Th.: Grenztragfähigkeitstheorie der
Platten, Springer Verlag 1963
- [39] Bathe, K.J. -
Wilson, E.L.: Stability and Accuracy
Analysis of Direct Integration
Methods, Earthquake Eng. and
Struct. Dyn., Vol. 1 (1973)

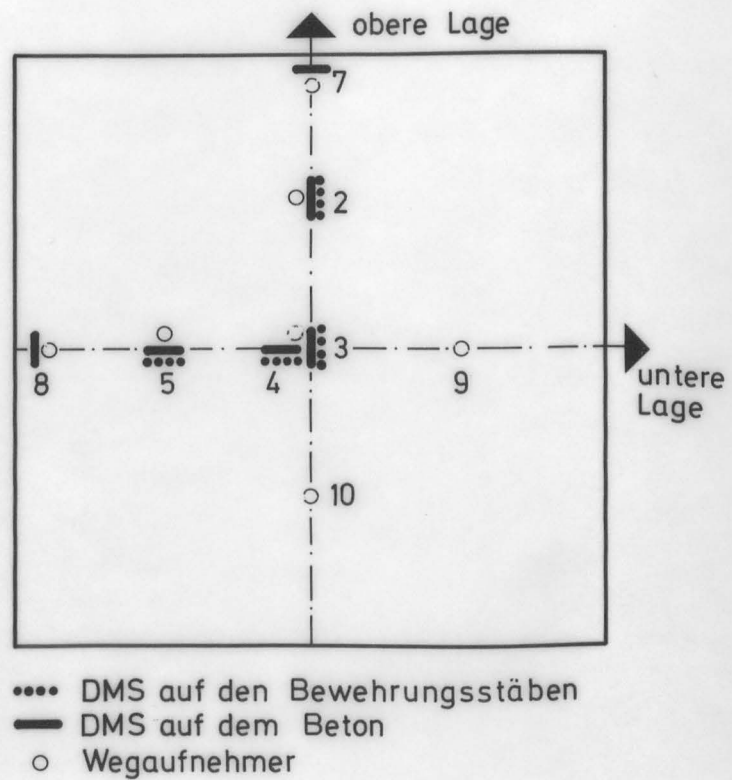
- [40] Bathe, K.J. -
Wilson, E.L. -
Peterson, F.E. SAP IV - Ein Programmsystem zur
linearen statischen und
dynamischen Berechnung von
Tragwerken. Technisch-wissen-
schaftliche Mitteilungen,
RU Bochum
- [41] Krings, W. -
Waller, H. Über die numerische Berechnung
stationärer mechanischer
Schwingungen nach der Methode
der "Fast Fourier Transformation",
unveröffentlichtes Manuskript
- [42] Krings, W. -
Waller, H. Berechnung von stationären
Tragwerksschwingungen mit Hilfe
von Matrizenfunktionen,
Die Bautechnik, 51. Jarg.,
Heft 1 (1974)
- [43] Stein, E. -
Wunderlich, W. Finite Element Methoden als
direkte Variationsverfahren,
Wilhelm Ernst + Sohn, Berlin 1973
- [44] Grünberg, J. Berechnung von ebenen Stahlbeton-
flächen-tragwerken im gerissenen
Zustand mit der Methode der
finiten Elemente,
Werner Verlag, Düsseldorf 1974











Anordnung der Meßpunkte

Serie 1 und 2













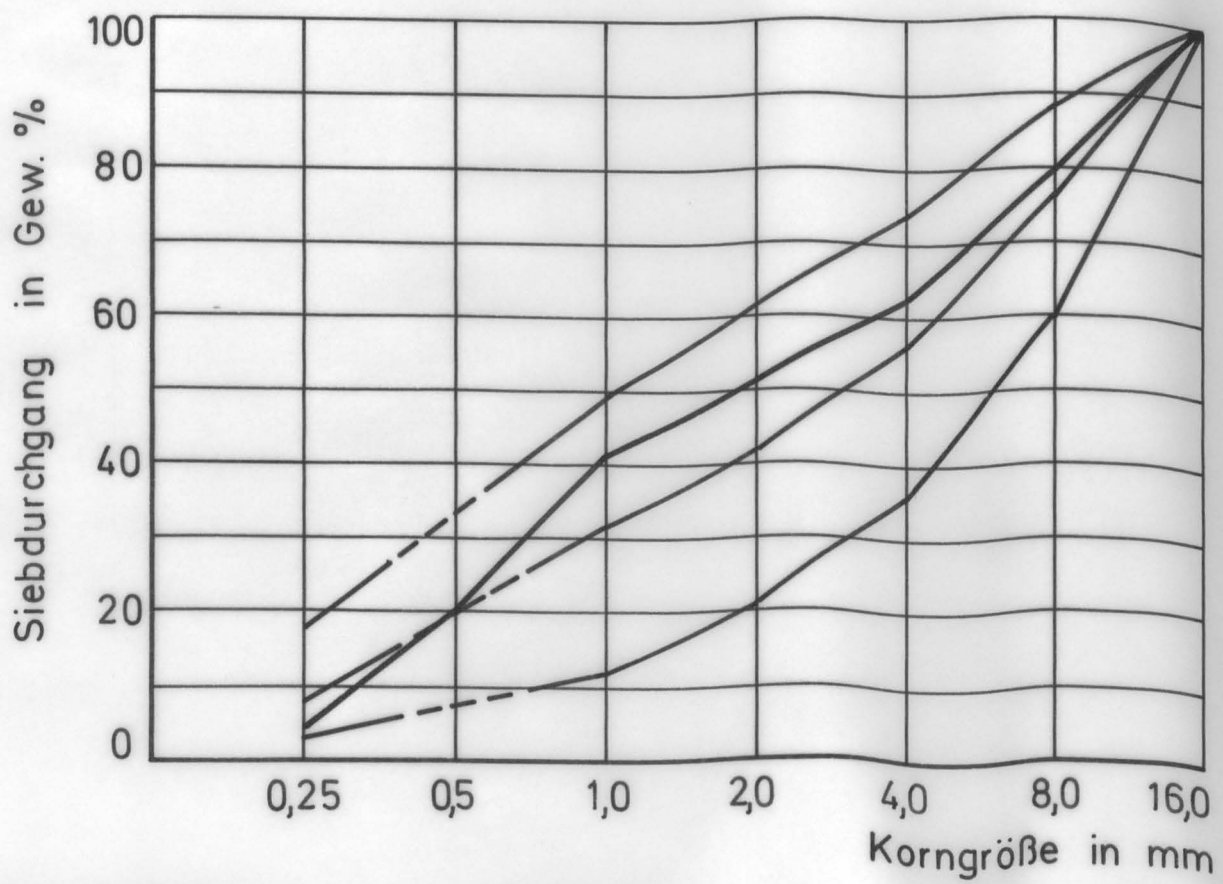
Serie 3 und 4

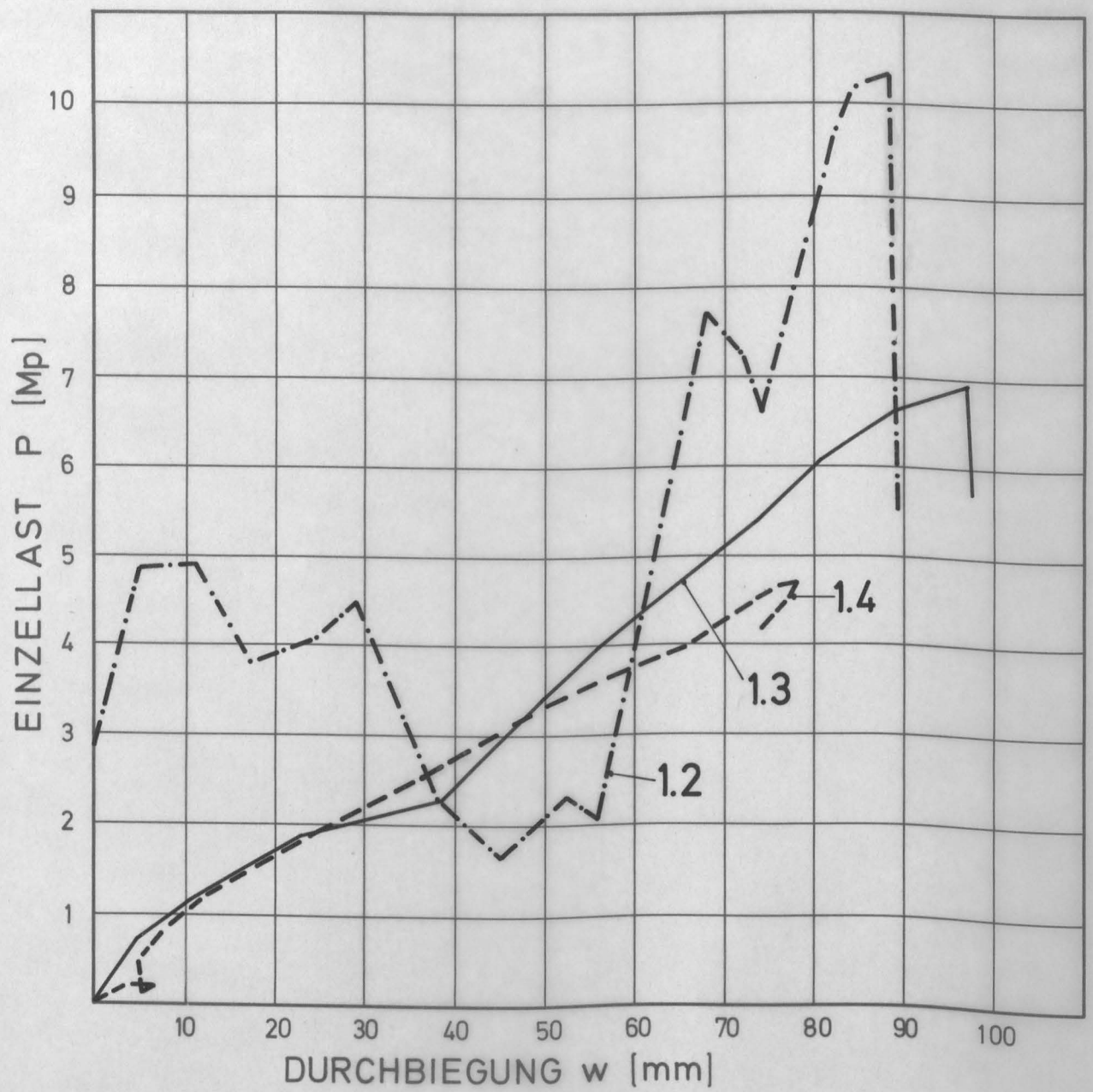


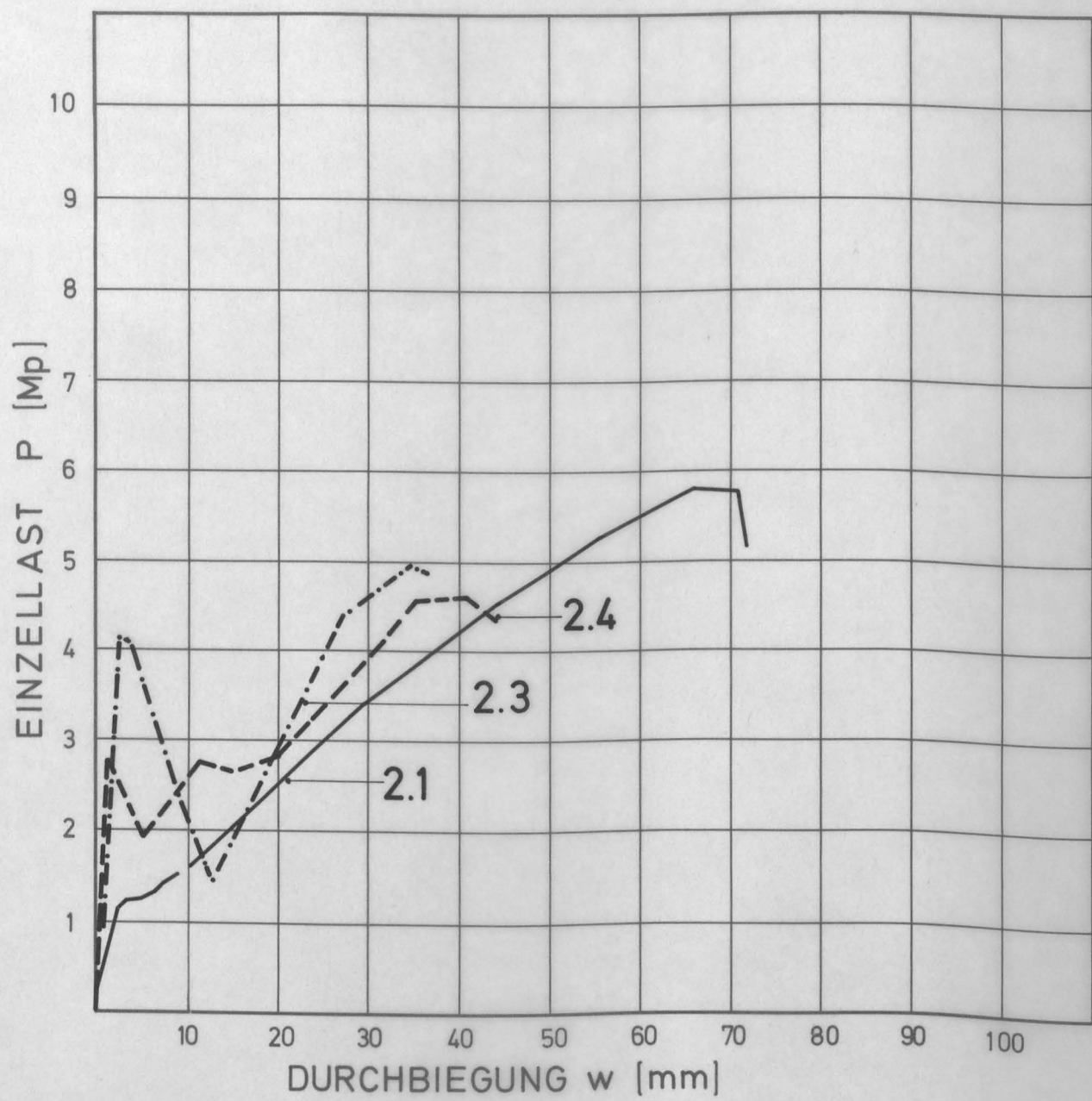
Platte Nr.	1.1	1.2	1.3	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	3.3	3.4
Betongüte in kp/cm^2 am Prüftage	480	502	406	495	466	444	414	398	397	421	423	437
Bewehrung Zugzone	$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = e_u = 6 \text{ cm}$				$\varnothing = 12/10 \text{ mm}, e_o = e_u = 20 \text{ cm}$				$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 9 \text{ cm}$			
Lastverteilermatte	-	-	N 141	N 141	-	-	N 141	N 141	-	-	-	-
Lagerung Anzahl der Unterstützung- punkte (frei drehbar)	4				16				4			
Anzahl der verschieblichen Punkte	2 + 1	4	4	4	16				4			
Belastungswerte Belastungsfunktion						durch Fehlauslösung zerstört			infolge instabiler Regelung zerstört			
Last-Sollwert in Mp	10	15	10	8	-		-	-		5	10	5,3
Durchbiegungs-Sollwert in mm	-	-	-	-	100		100	72		-	-	-
Last-Anstiegszeit in ms	40	0	$6 \cdot 10^5$	330	$6 \cdot 10^5$		25	50		0	$6 \cdot 10^5$	0
Meßergebnisse Last-Istwert in Mp	1,8	10,3	6,9	4,6	5,8		4,9	4,6		5,1	4,8	5,3
Durchbiegung in Feldmitte in mm	+))	88,5	97,5	73,5	66	34,5	37,5	97	101,5	103		
Last-Anstiegszeit in ms bis zum Erreichen des Last- Istwertes	100	85	$3,5 \cdot 10^5$	260	$4,5 \cdot 10^5$	38	50	250	$2,65 \cdot 10^5$	$1,8 \cdot 10^3$		
Traglast, stat. nach voraus- gegangener Belastung in Mp	5,6	9,2	-	5,9	-	7,0	6,9	-	-	5,4		
Traglast, abgeschätzt nach /1/ (statisch) in Mp	$\text{cal } P_{T_o} \approx 5,5$ $\text{cal } P_{T_u} \approx 6,8$				$\text{cal } P_T \approx 6,7$				$\text{cal } P_T \approx 5,0$			

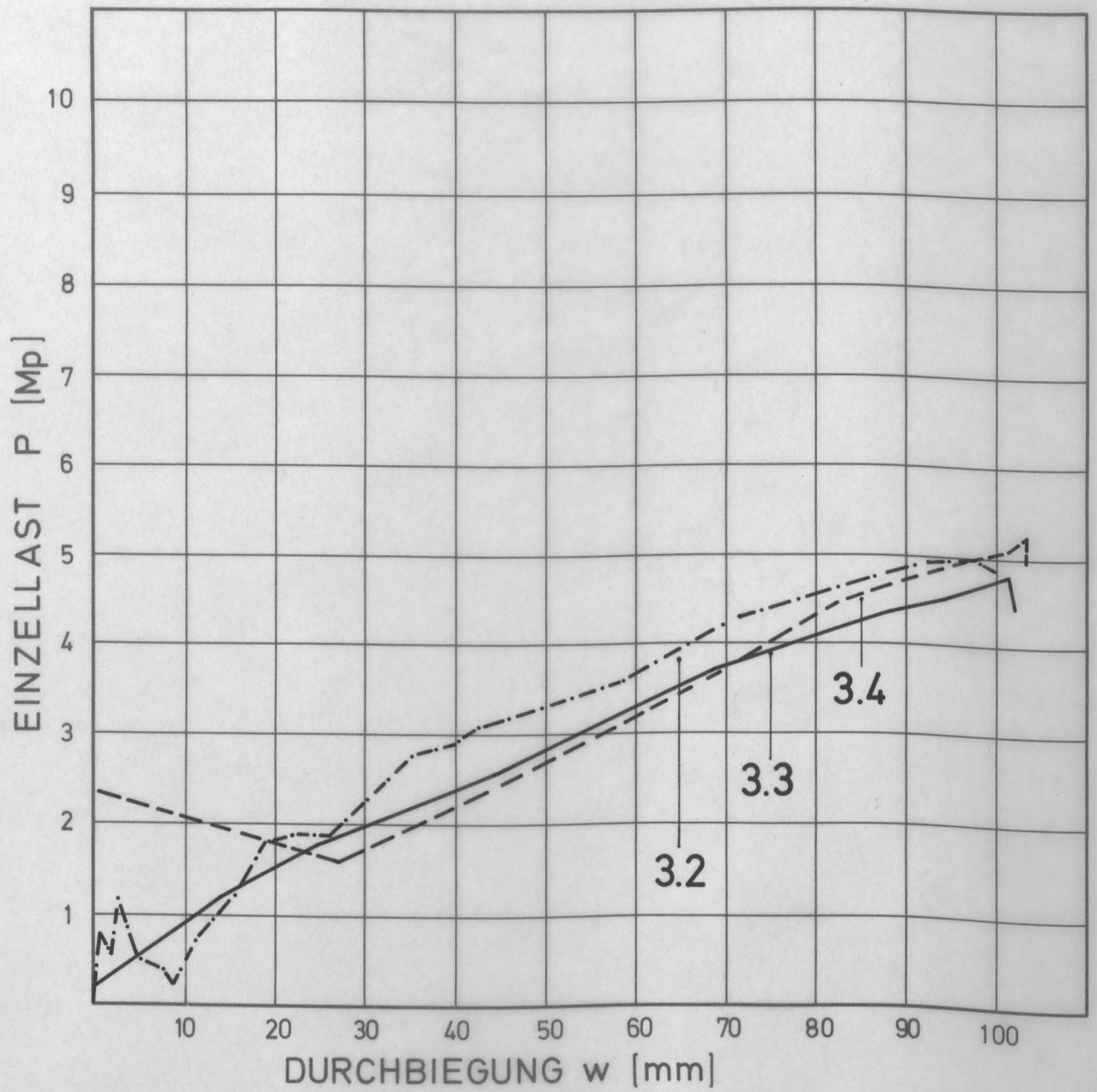
+) nicht gemessen oder Meßstelle ausgefallen

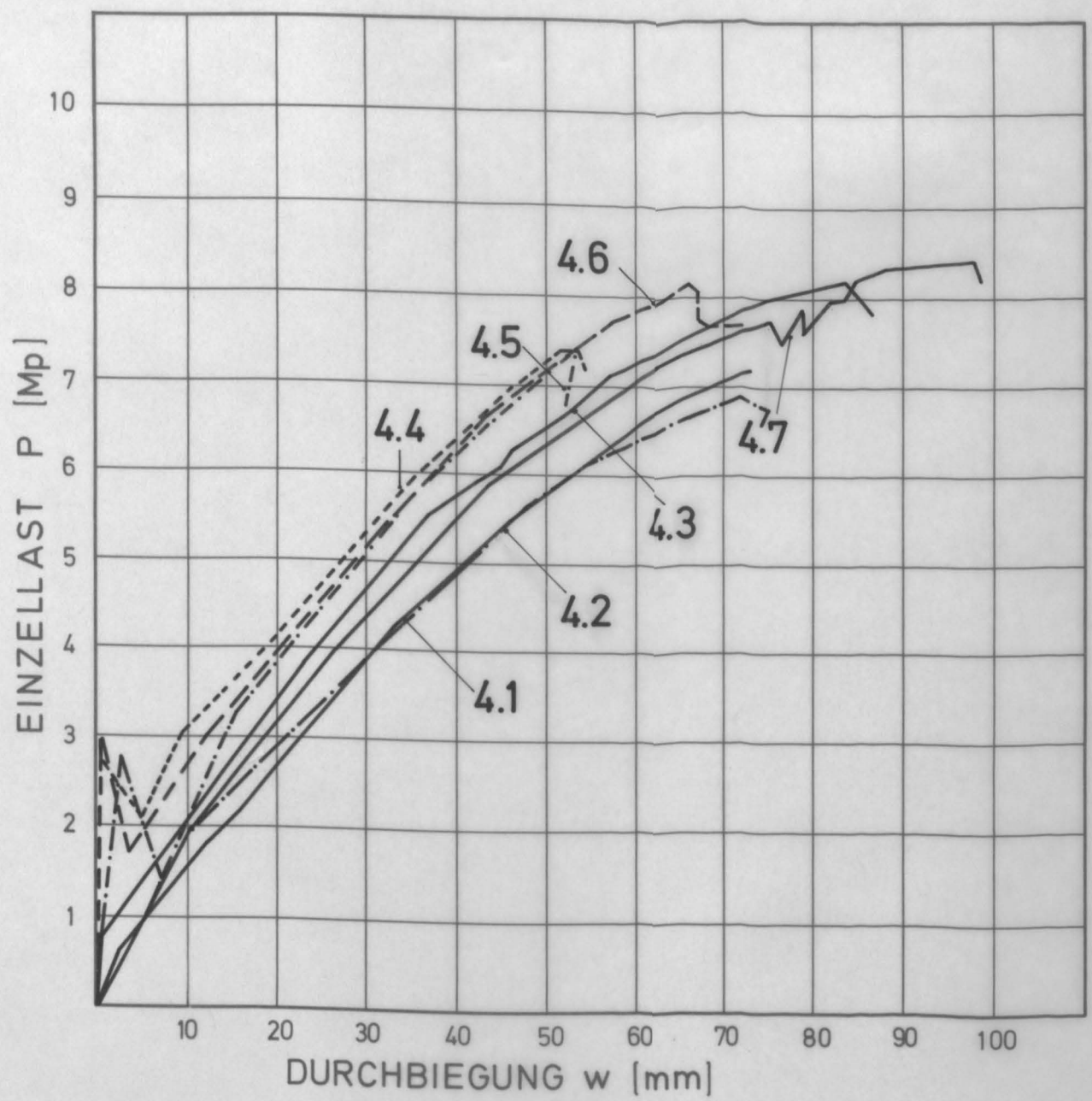
Platte Nr.	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	4.10
Betongüte in kp/cm^2 am Prüftage	420	399	475	521	415	384	453	448	438	432
Bewehrung Zugzone	$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 8,5 \text{ cm}$						$\varnothing = 8 \text{ mm}, e_o = 7 \text{ cm}, e_u = 8,5 \text{ cm}$			
Lastverteilermatte	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Lagerung Anzahl der Unterstützungs- punkte (frei drehbar)	4						4			
Anzahl der verschieblichen Punkte	4						4			
Belastungswerte Belastungsfunktion										
Last-Sollwert in Mp	10	5,5	10	8	6,8	7,5	10	-	-	-
Durchbiegungs-Sollwert in mm	-	-	-	-	-	-	-	90	100	75
Last-Anstiegszeit in ms	$6 \cdot 10^5$	0	$6 \cdot 10^5$	0	0	0	$6 \cdot 10^5$	10	$6 \cdot 10^5$	0
Meßergebnisse Last-Istwert in Mp	5,5	6,9	8,0	7,4	7,3	8,1	8,2	7,8	8,3	8,2
Durchbiegung in Feldmitte in mm	46	72,5	82	52,5	52,5	66,5	90,5	72,5	80,5	69,5
Last-Anstiegszeit in ms bis zum Erreichen des Last- Istwertes	$1,35 \cdot 10^5$	325	$4,35 \cdot 10^5$	160	175	250	$1,64 \cdot 10^6$	70	$3,92 \cdot 10^5$	68
Traglast, stat. nach vor- ausgegangener Belastung in Mp	7,2	6,8	-	8,2	8,3	8,6	-	-	-	-
Traglast, abgeschätzt nach /1/, (statisch) in Mp	$\text{cal } P_T \approx 6,4$									

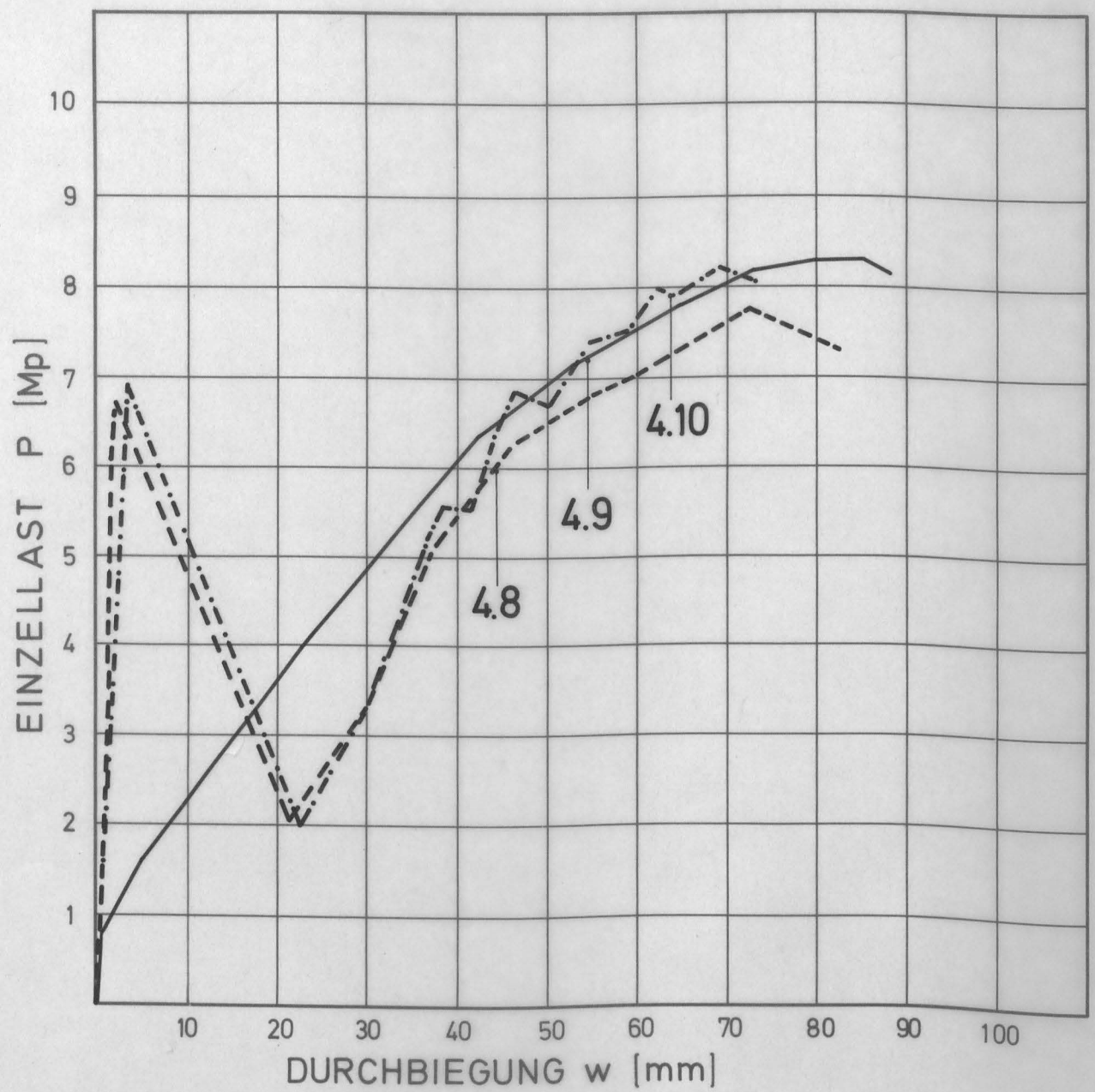


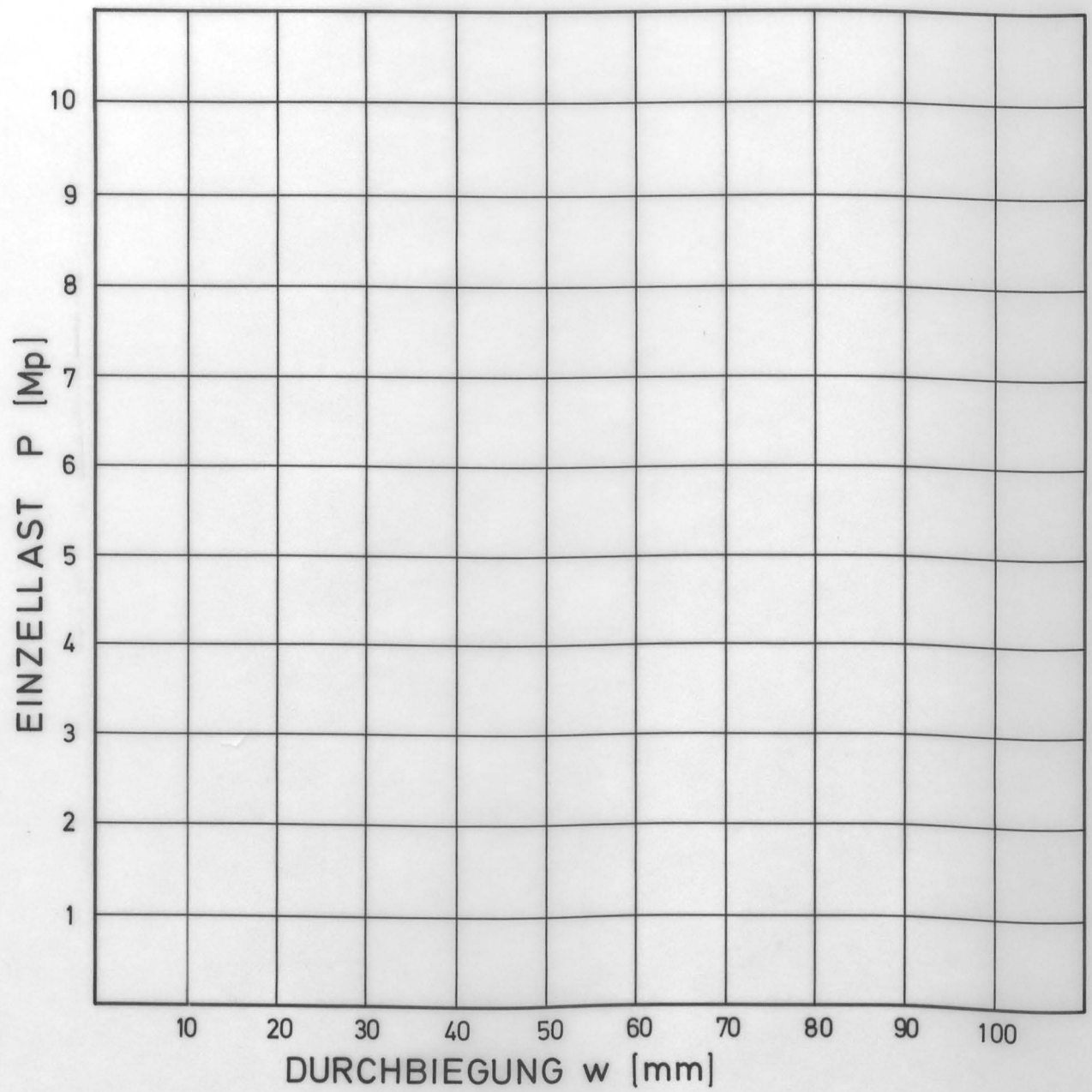


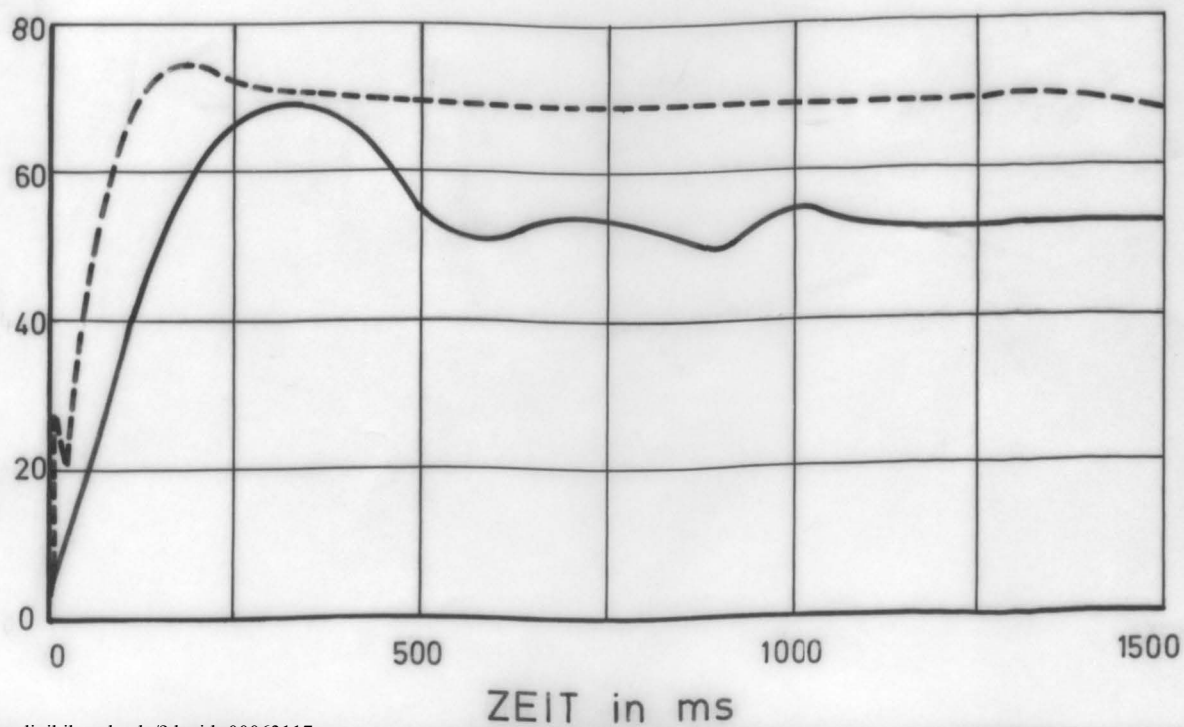
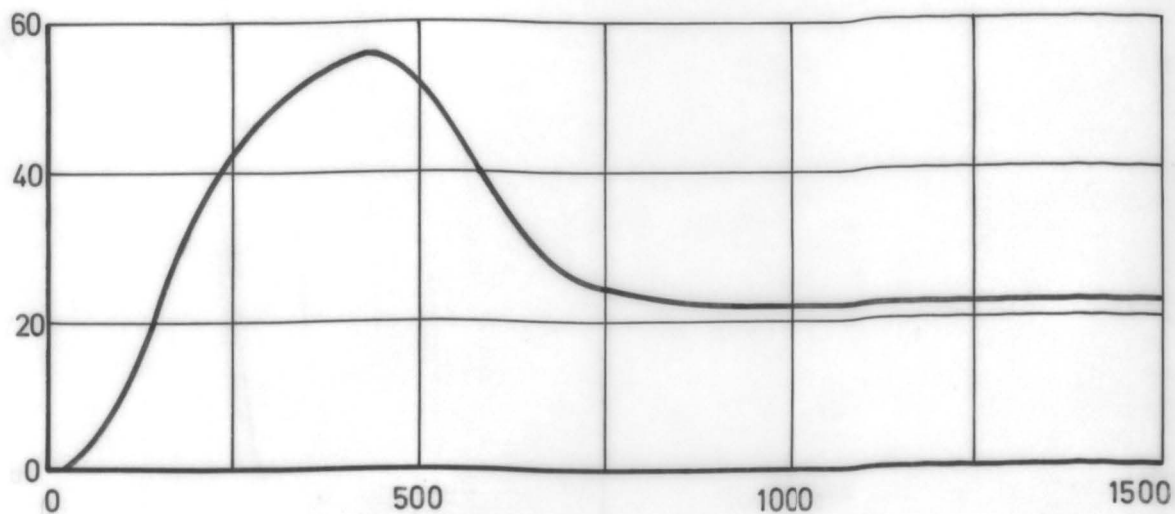


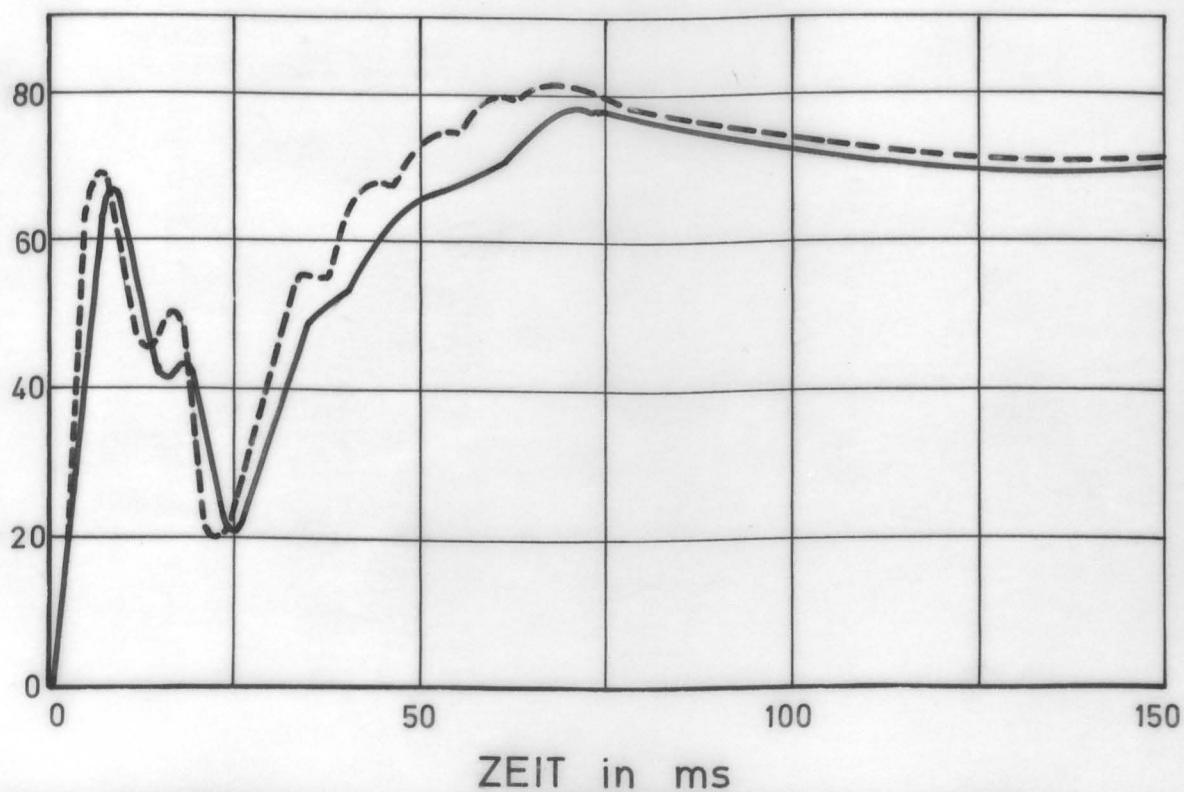
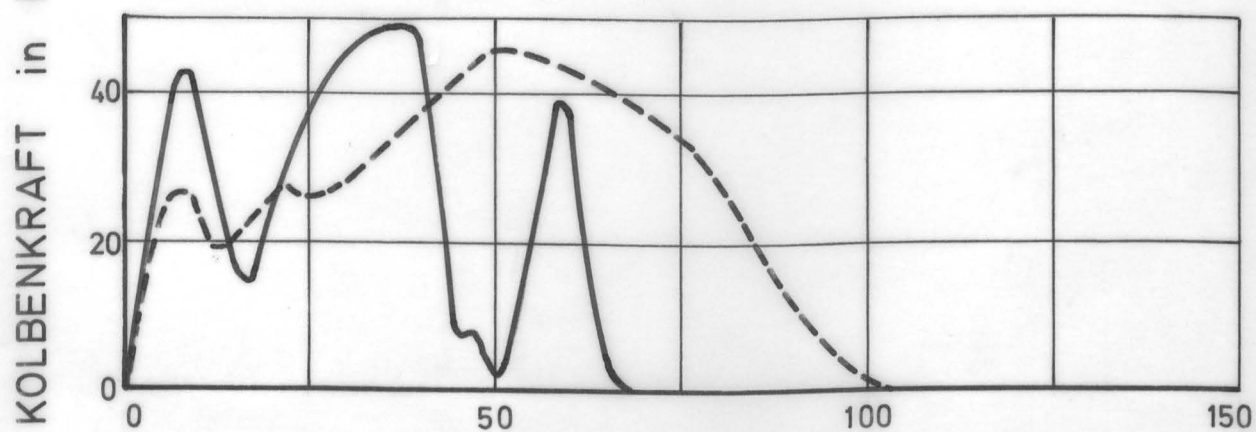
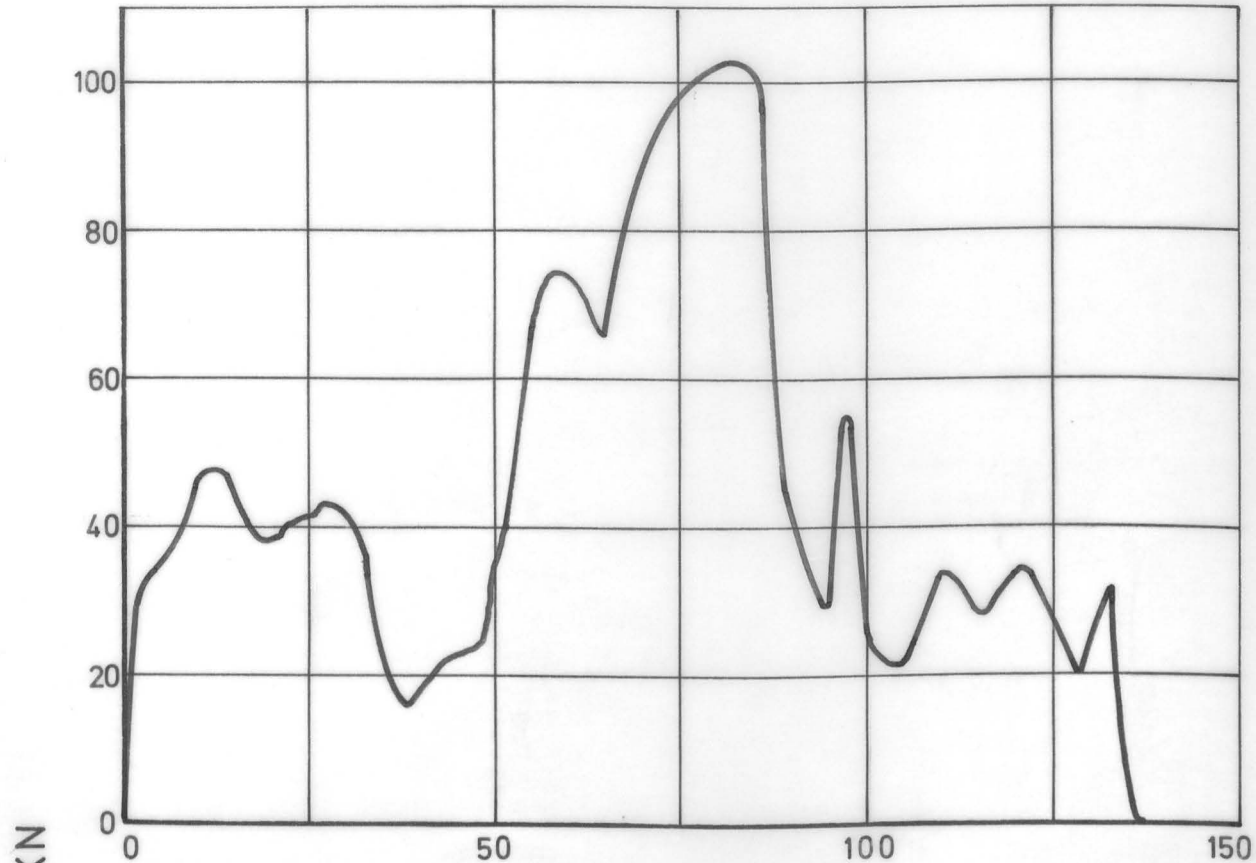




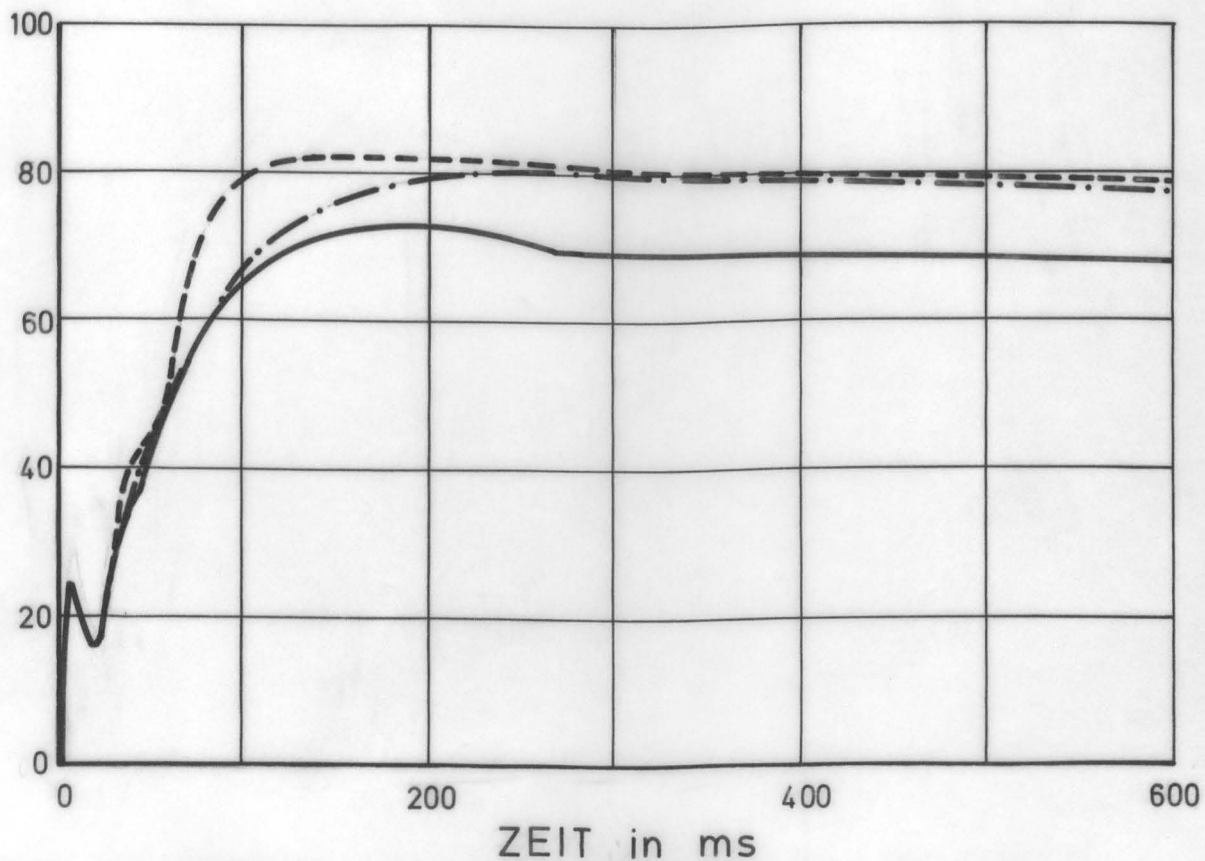
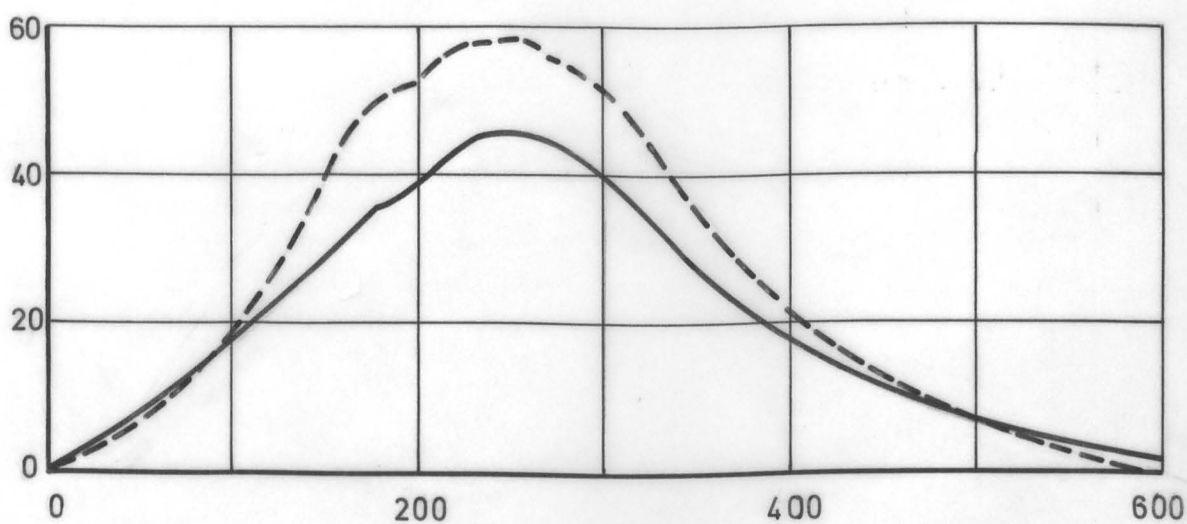
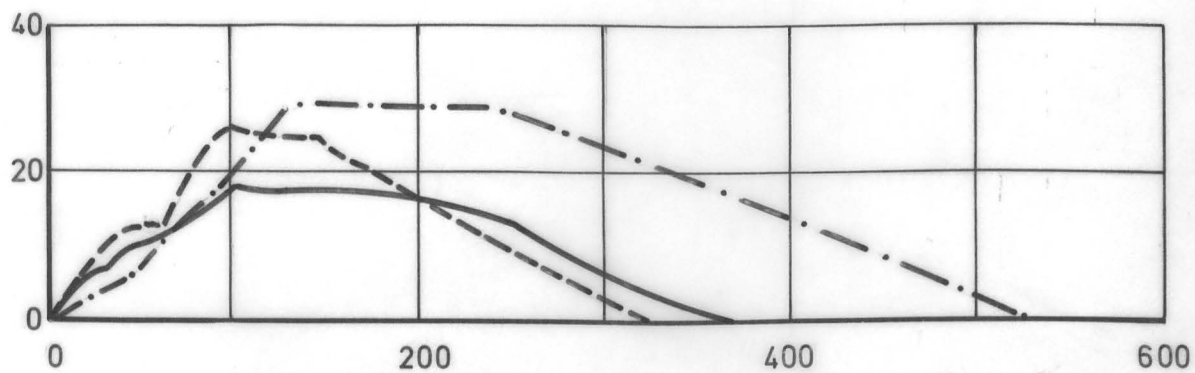








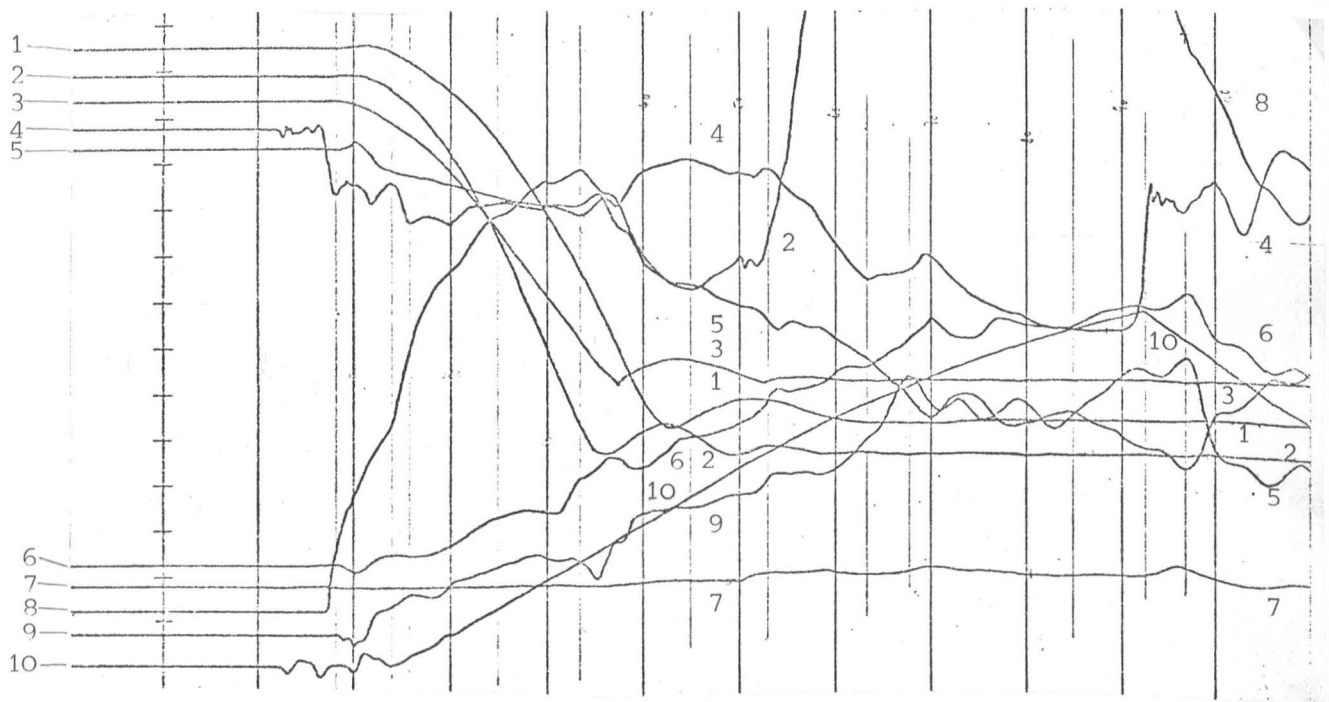
KOLBENKRAFT in kN



Kanal-Nr.

Kanal-Nr.

Kanal-Nr.



Zeit (10 ms pro Teilstrich)

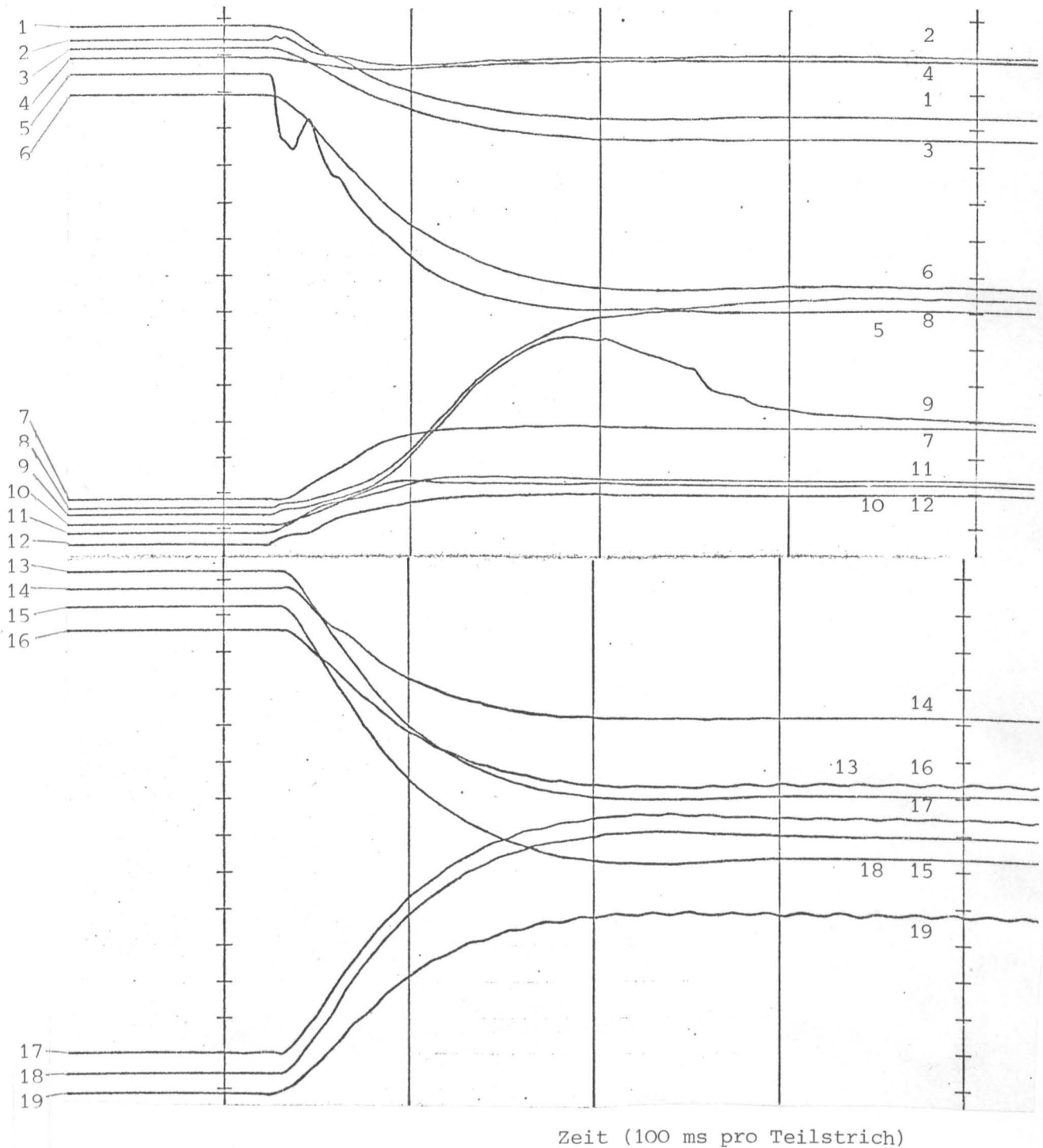
Beispiel für eine Meßwertaufzeichnung
(Platte 1.2, Impuls Nr. 1)

Es bedeuten z.B.:

Kanal 2:	Durchbiegung im Viertelpunkt	(1 Teilstrich $\hat{=}$ 2,47 mm)
Kanal 4:	Kolbenkraft	(1 Teilstrich $\hat{=}$ 23,0 kN)
Kanal 8:	Stahldehnung in Plattenmitte	(1 Teilstrich $\hat{=}$ 0,23 ‰)
Kanal 10:	Kolbenweg	(1 Teilstrich $\hat{=}$ 11,2 mm)

Kanal-Nr.

Kanal-Nr.



Beispiel für eine Meßwertaufzeichnung
(Platte 4.5, Impuls Nr. 1)

Es bedeuten z.B.:

Kanal 3: Betonstauchung am Plattenrand

(1 Teilstrich $\approx 0,85 \text{ } ^\circ/\text{oo}$)

Kanal 5: Kolbenkraft

(1 Teilstrich $\approx 11,3 \text{ kN}$)

Kanal 6: Kolbenweg

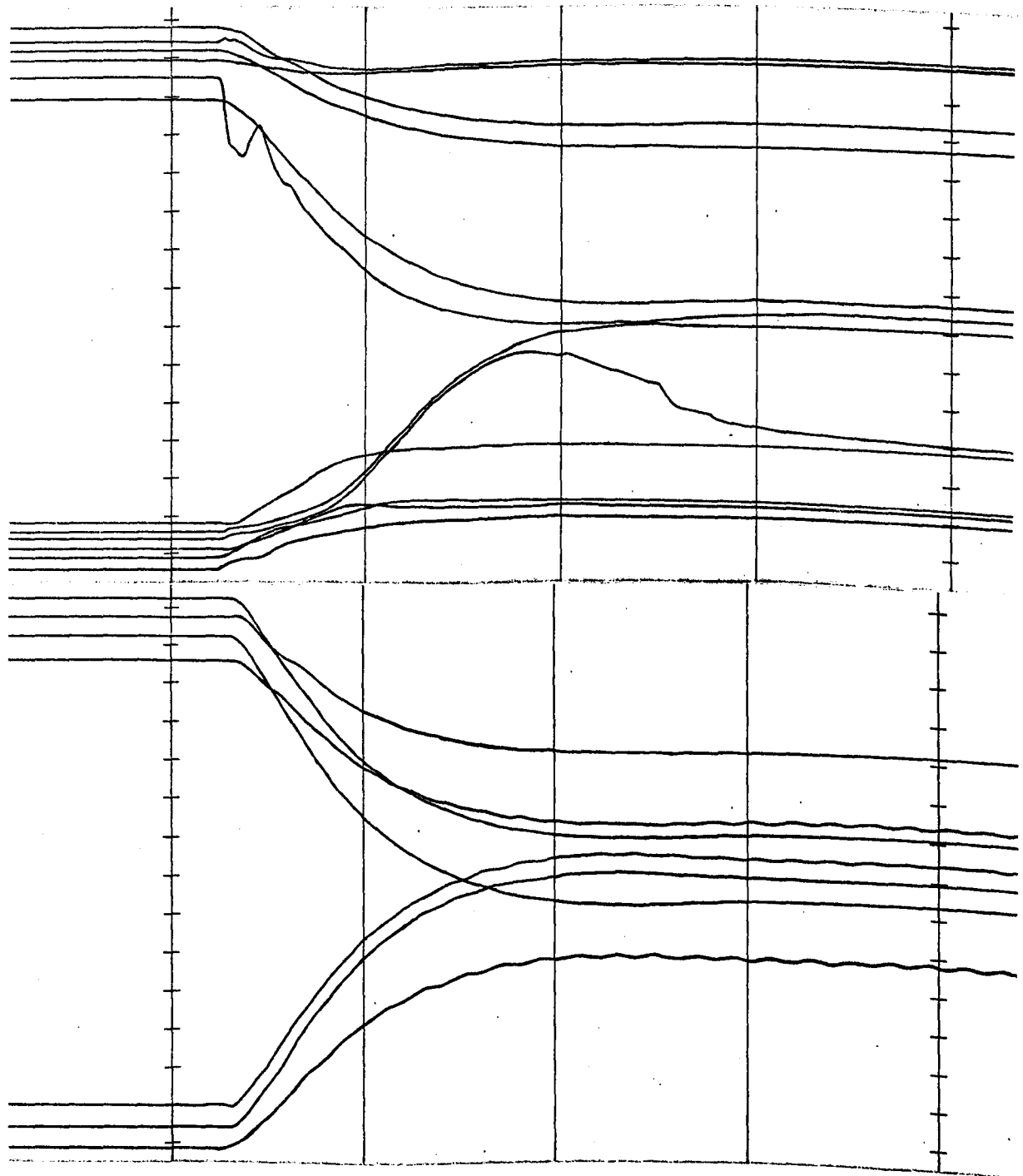
(1 Teilstrich $\approx 10,0 \text{ mm}$)

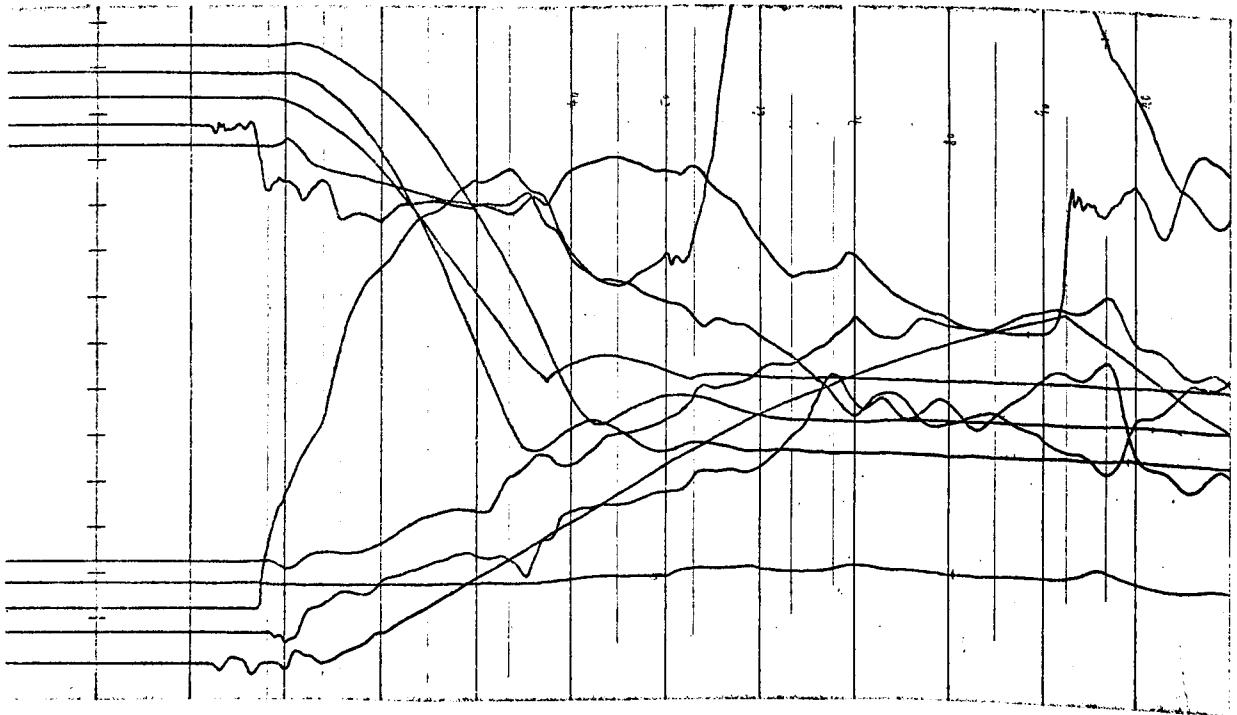
Kanal 9: Stahldehnung in Plattenmitte

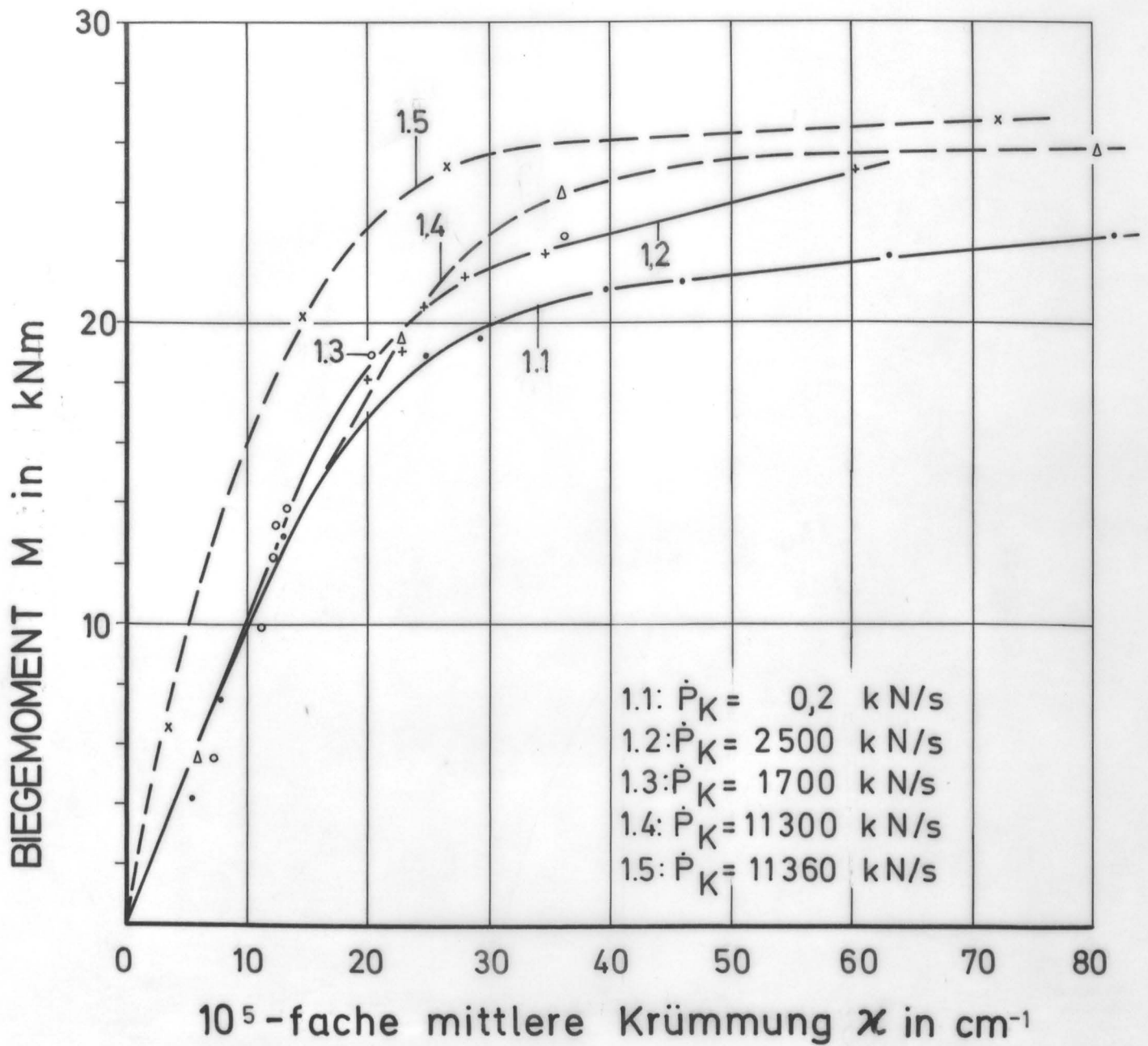
(1 Teilstrich $\approx 3,6 \text{ } ^\circ/\text{oo}$)

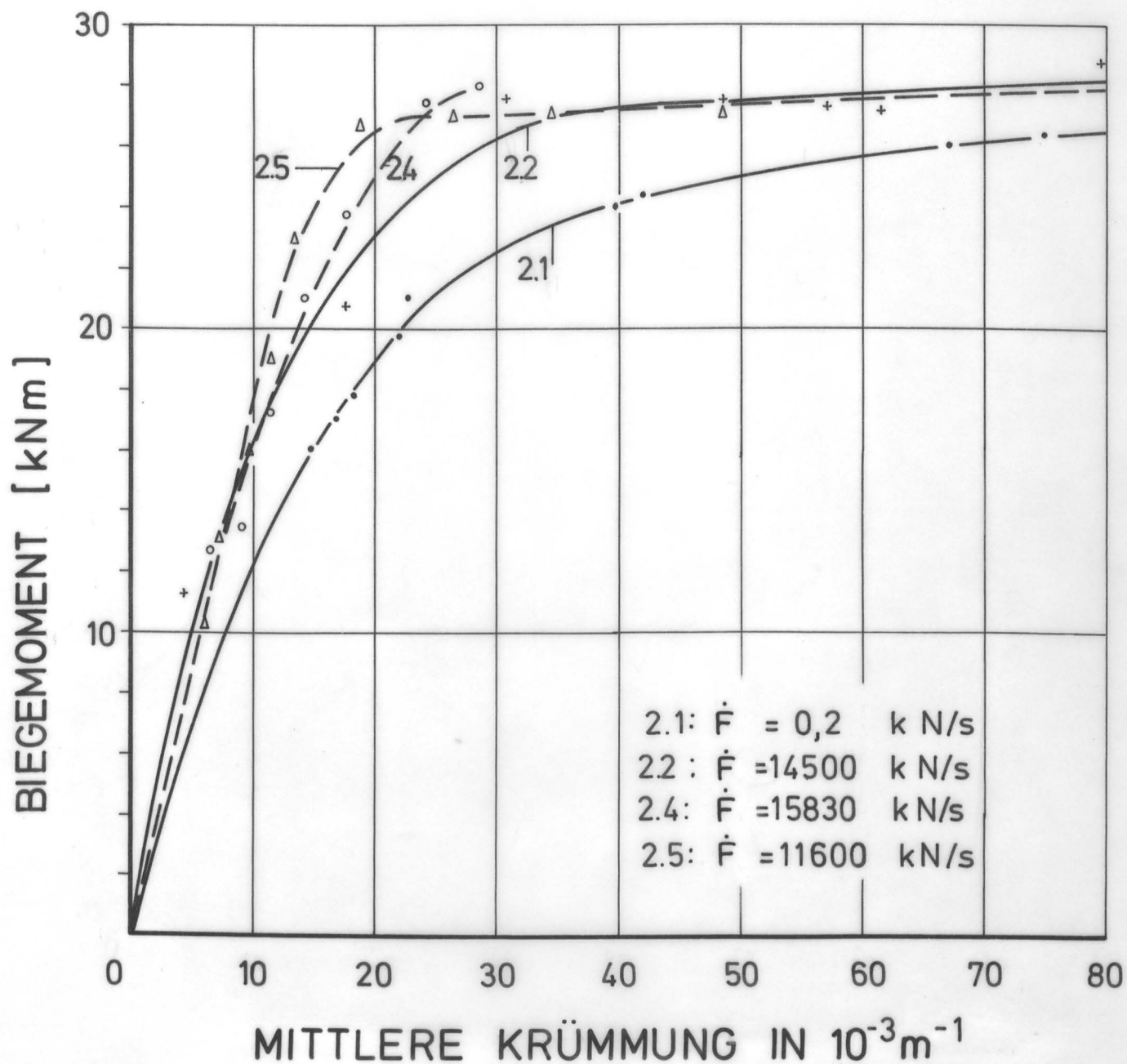
Kanal 15: Durchbiegung im Viertelpunkt

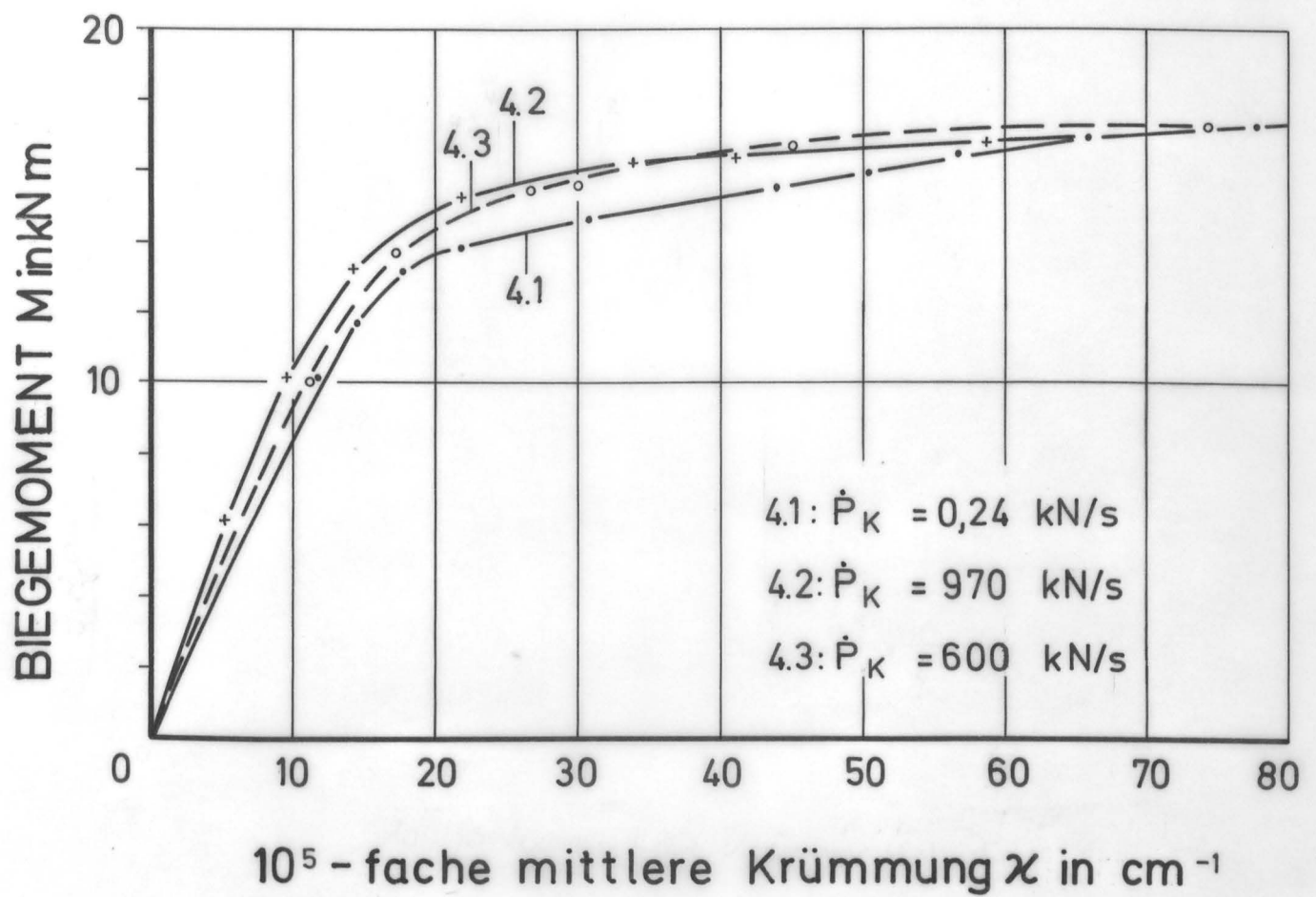
(1 Teilstrich $\approx 6,13 \text{ mm}$)

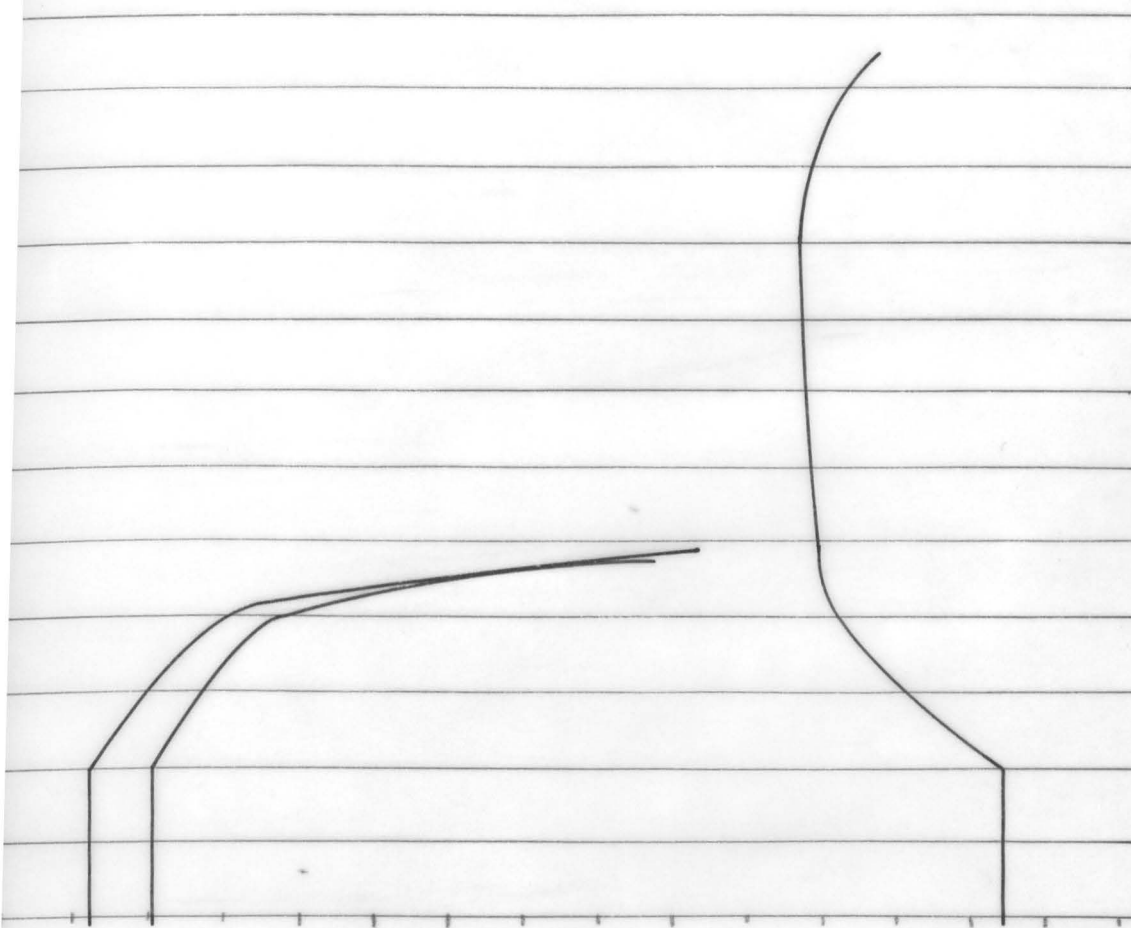


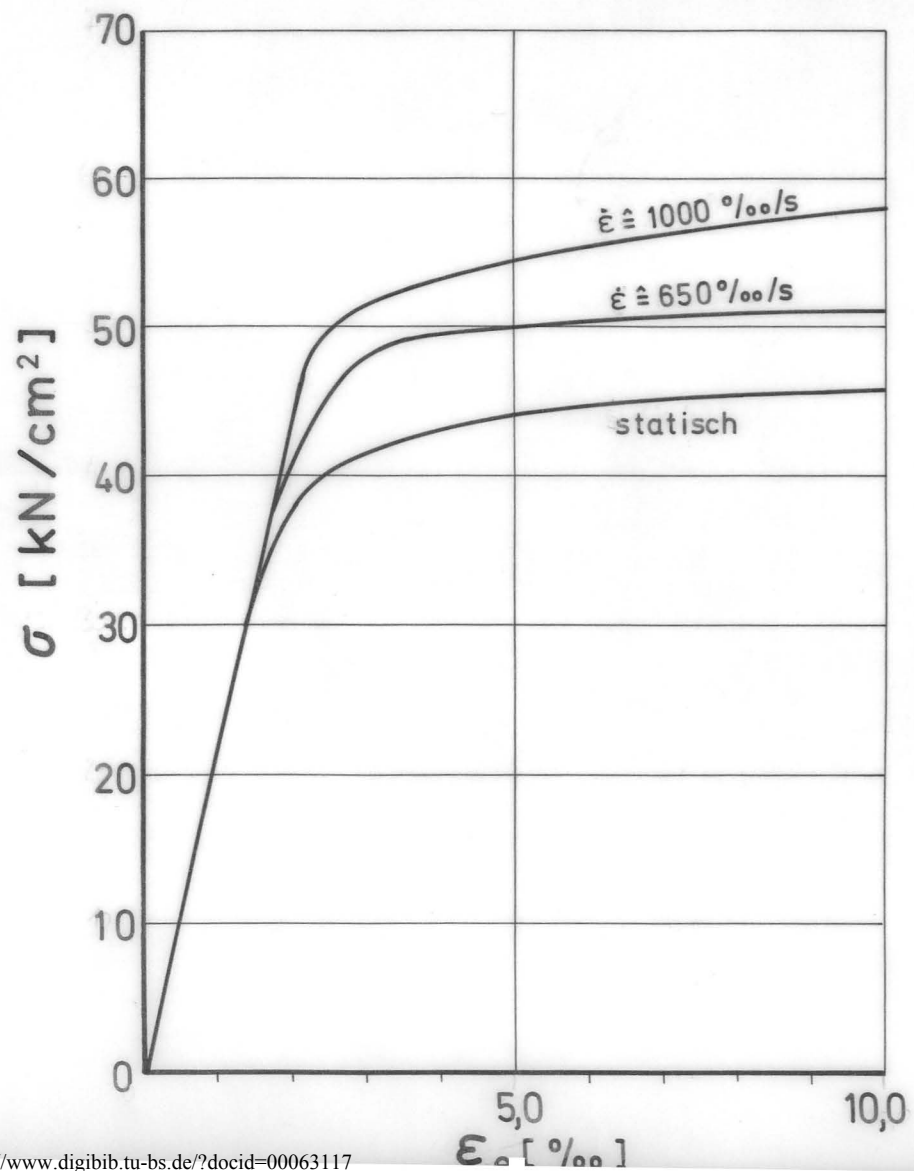


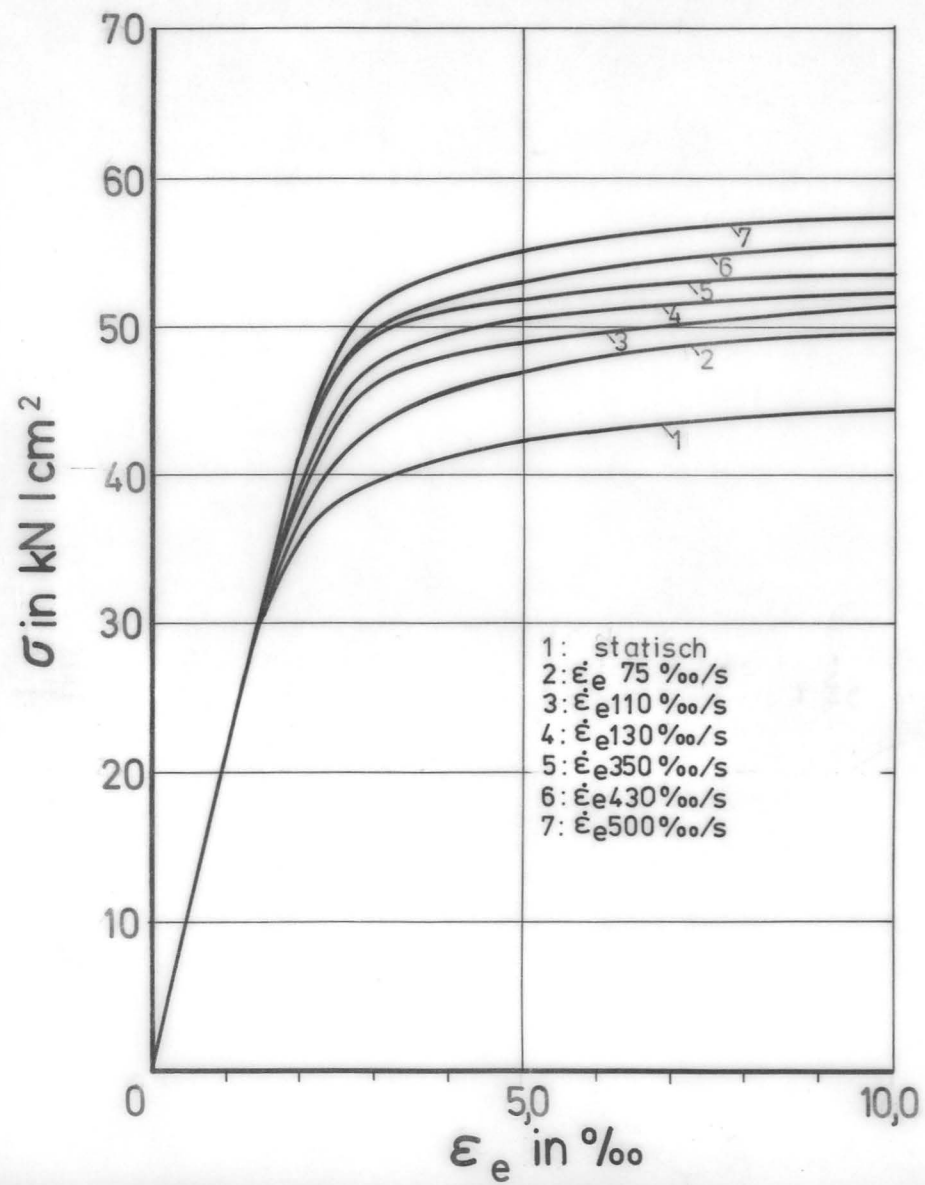


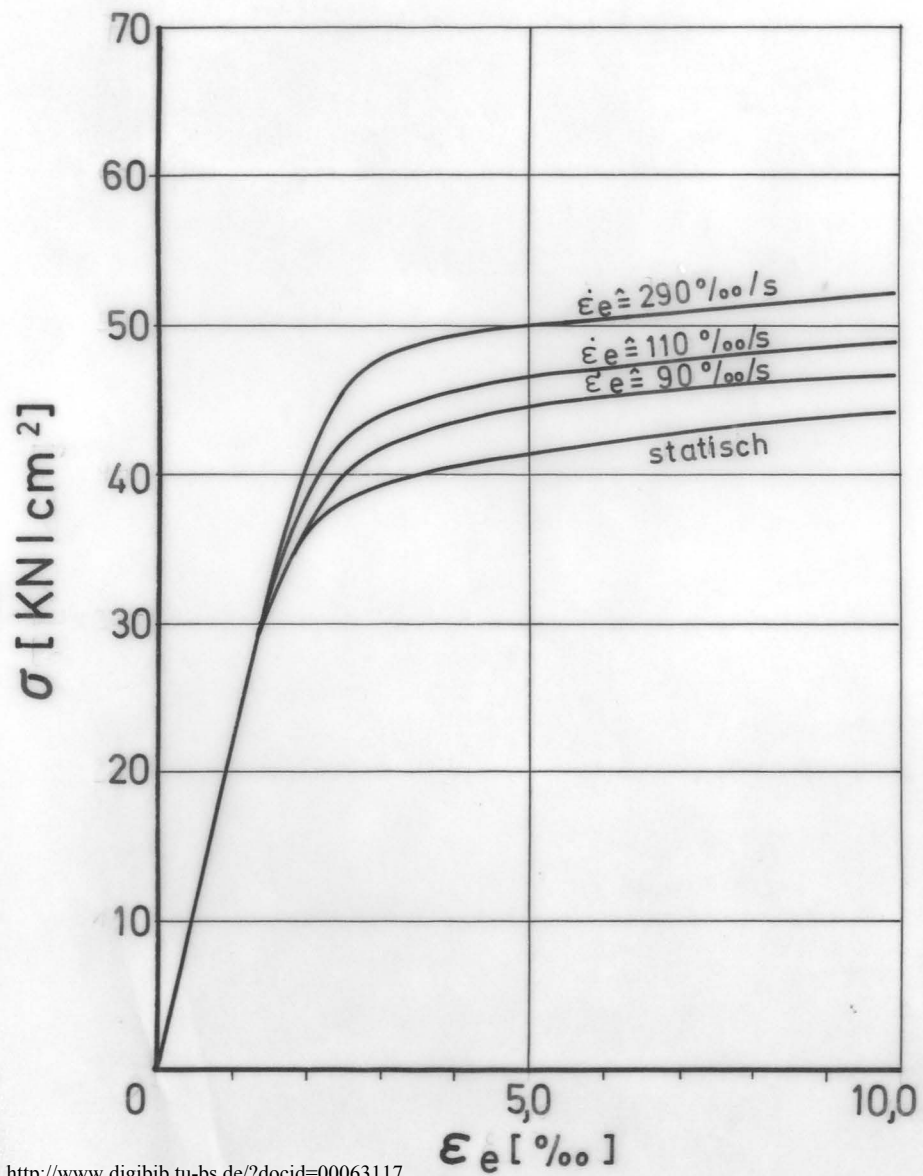


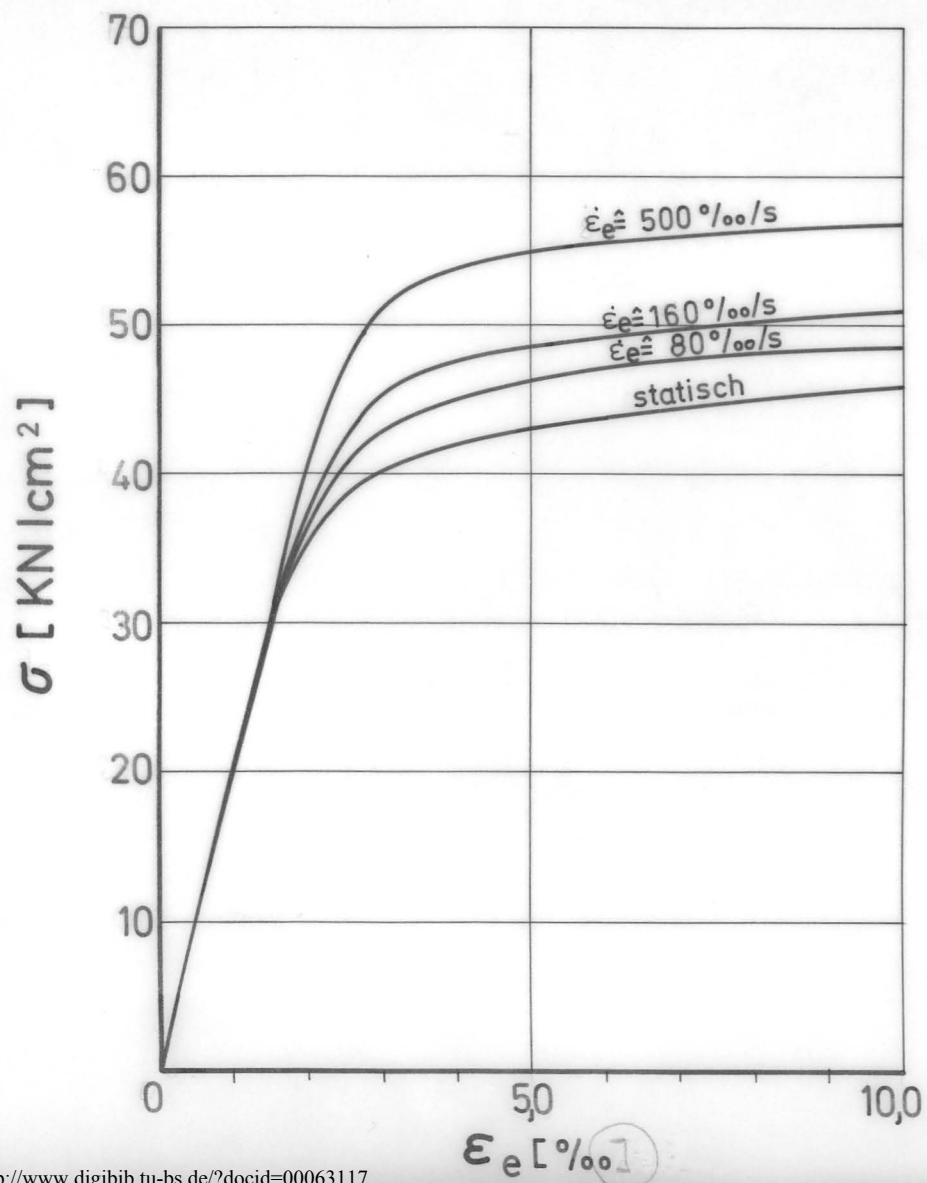


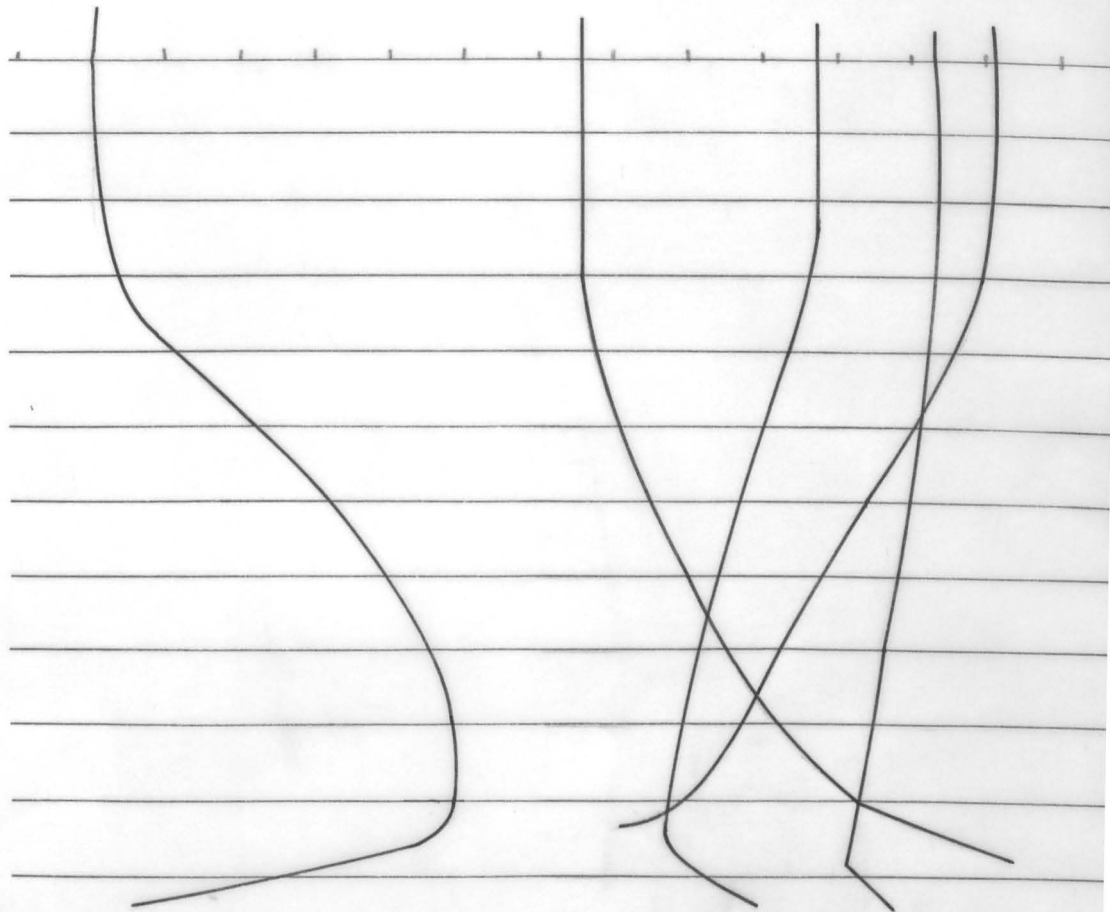


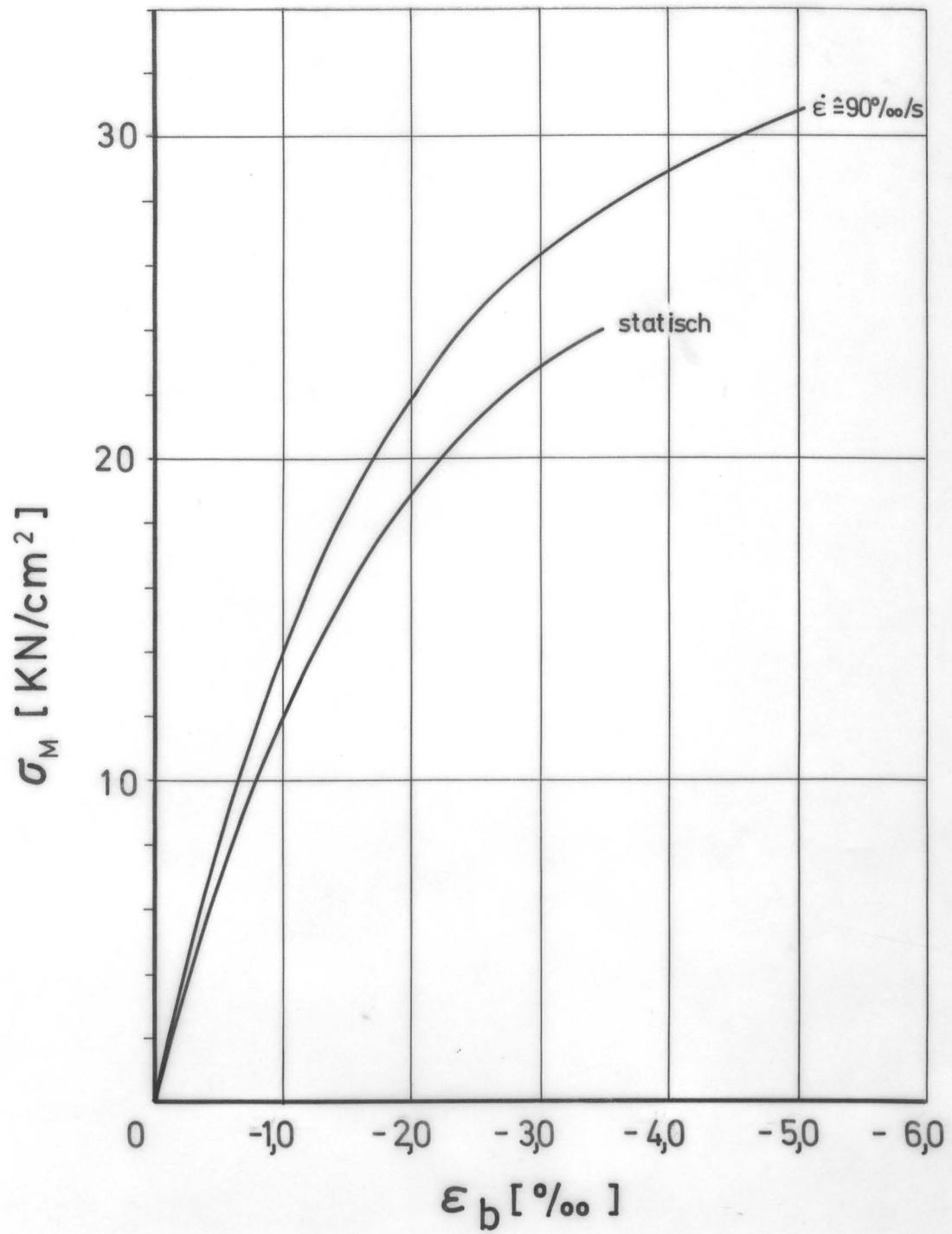


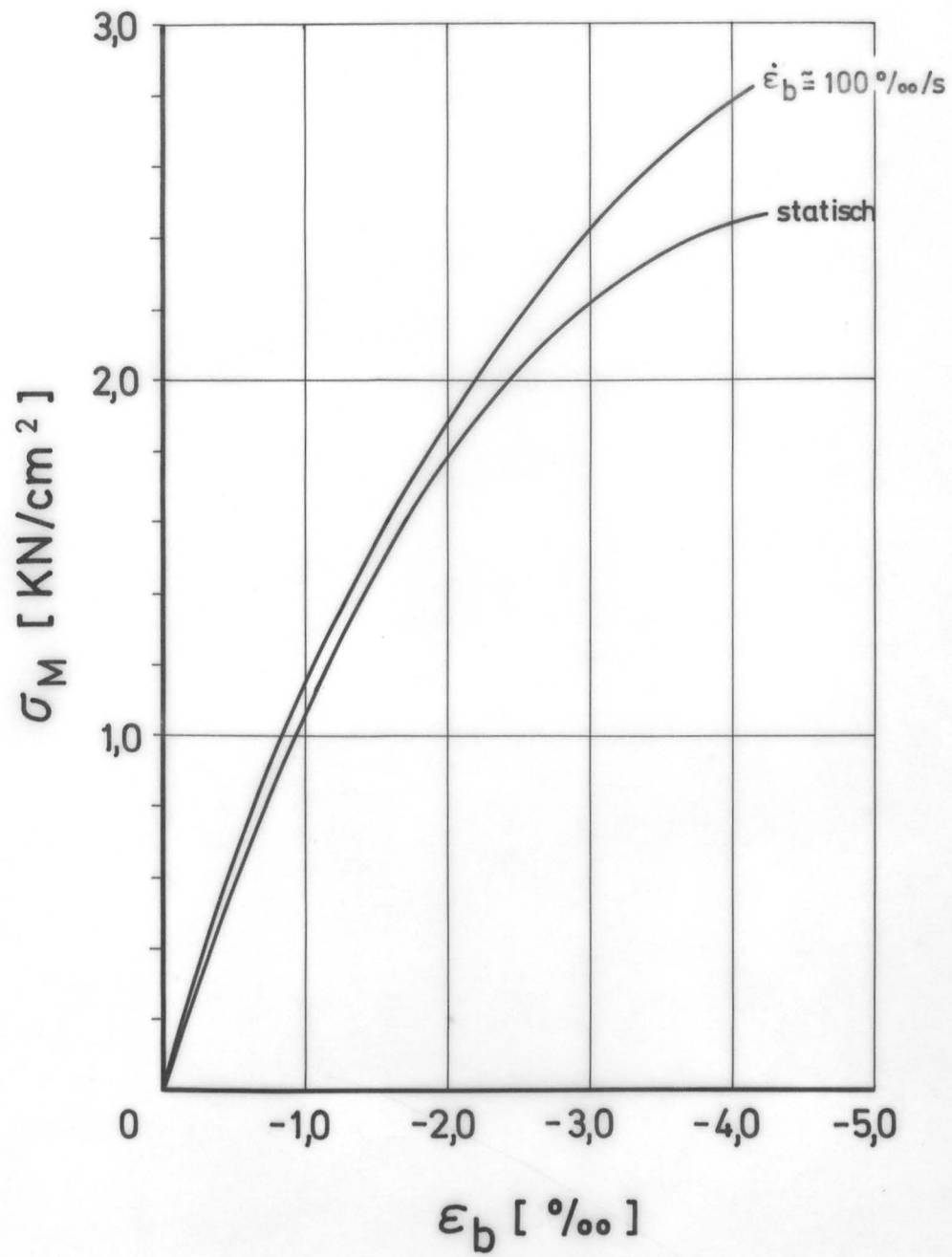


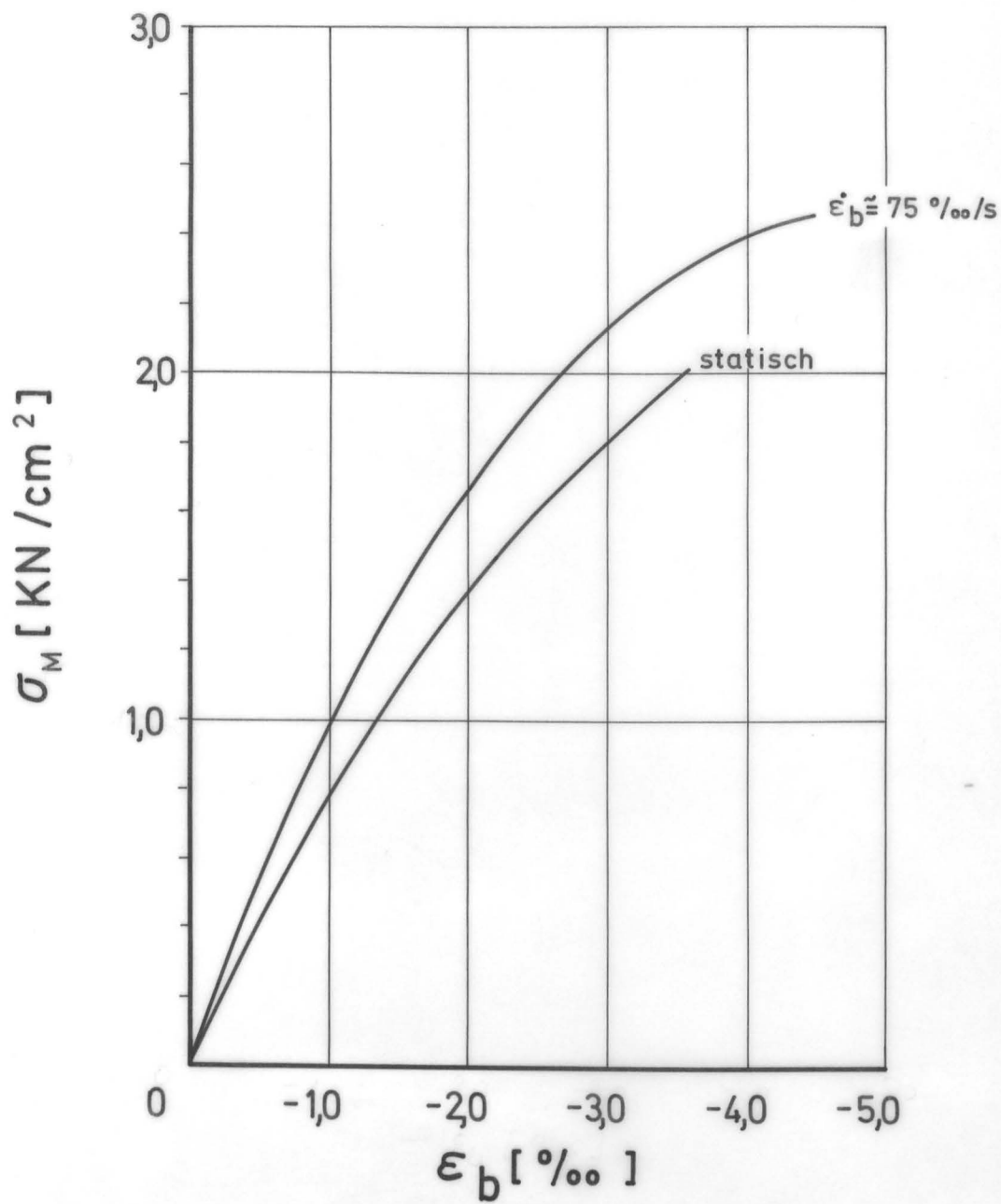


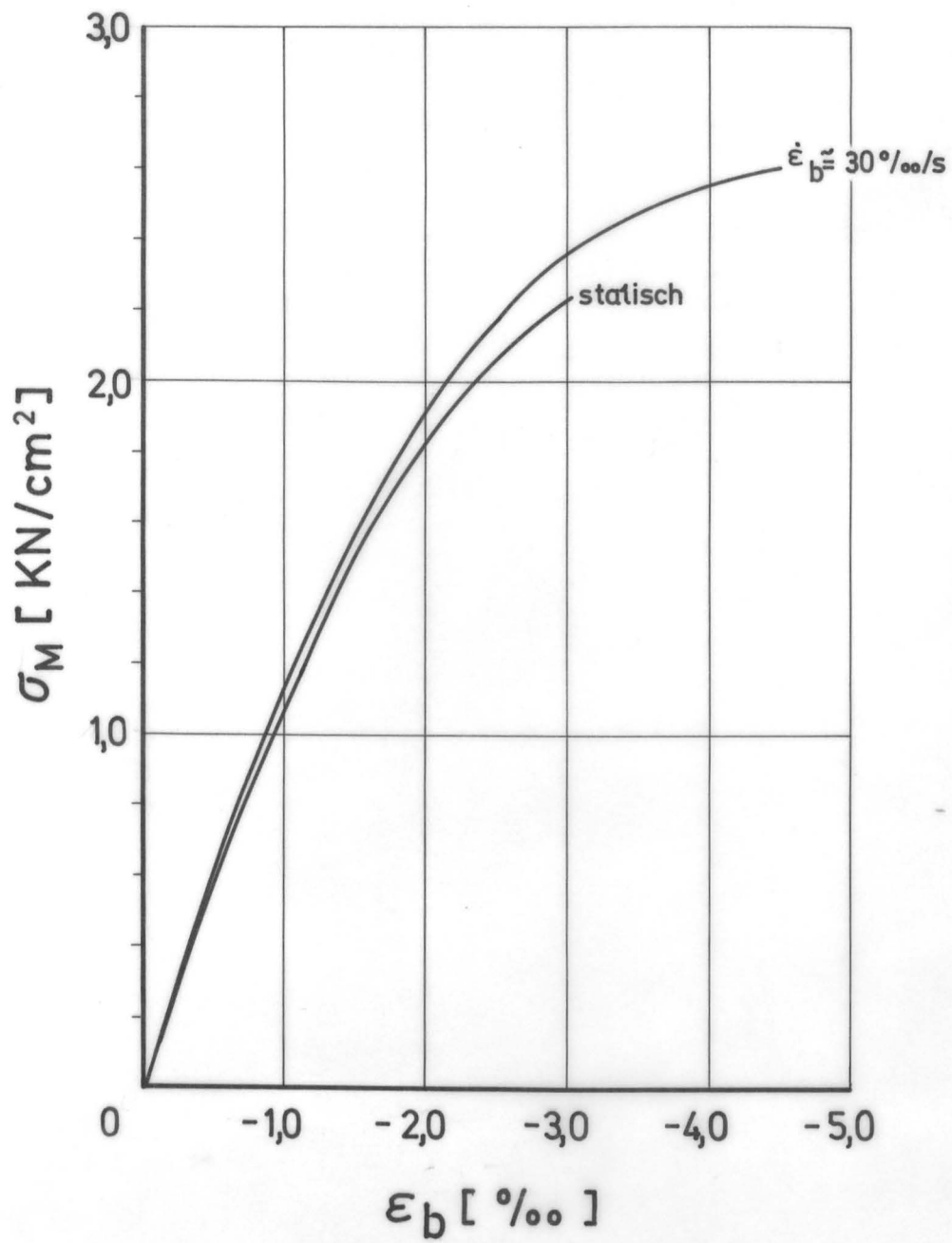


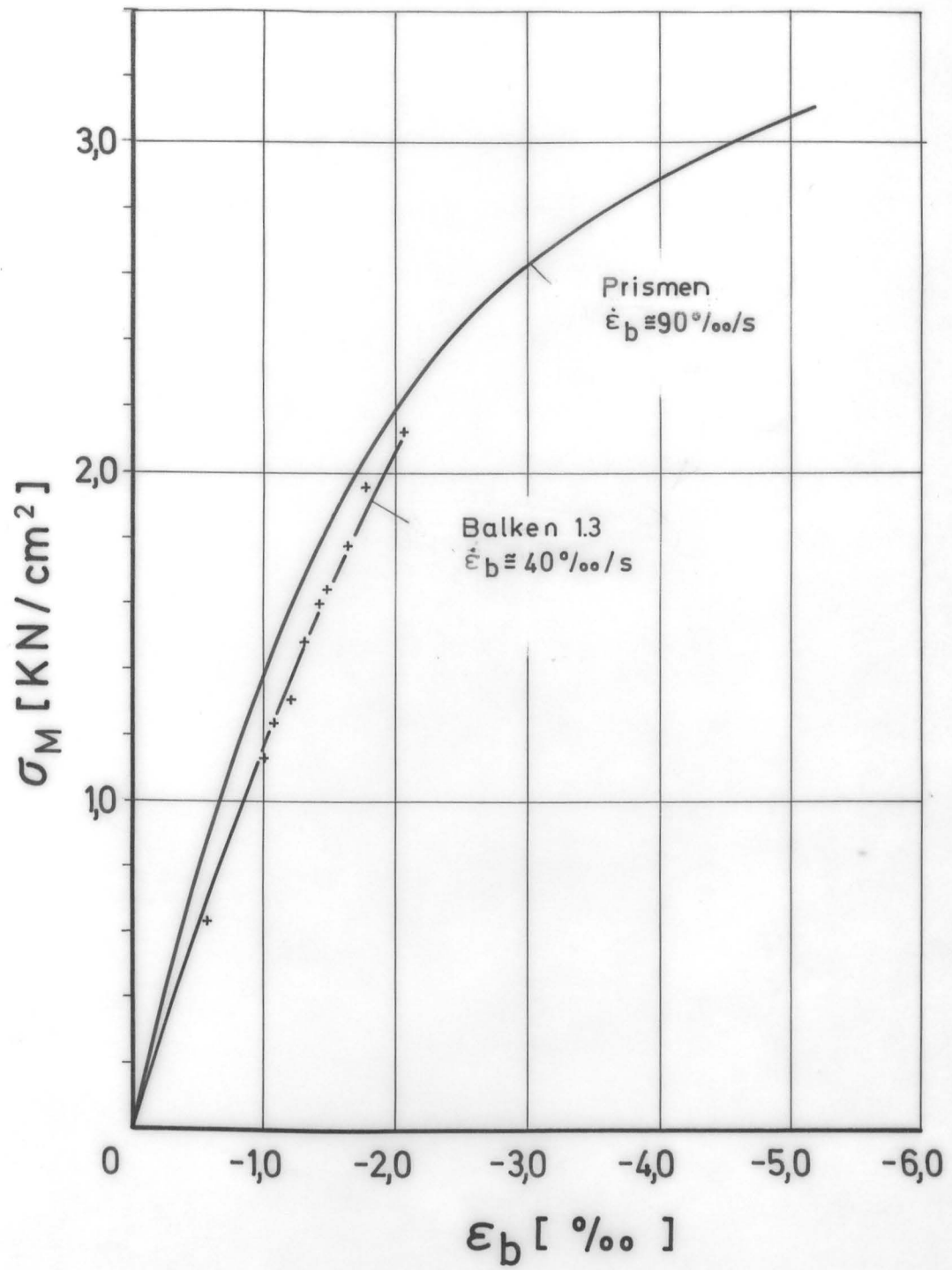


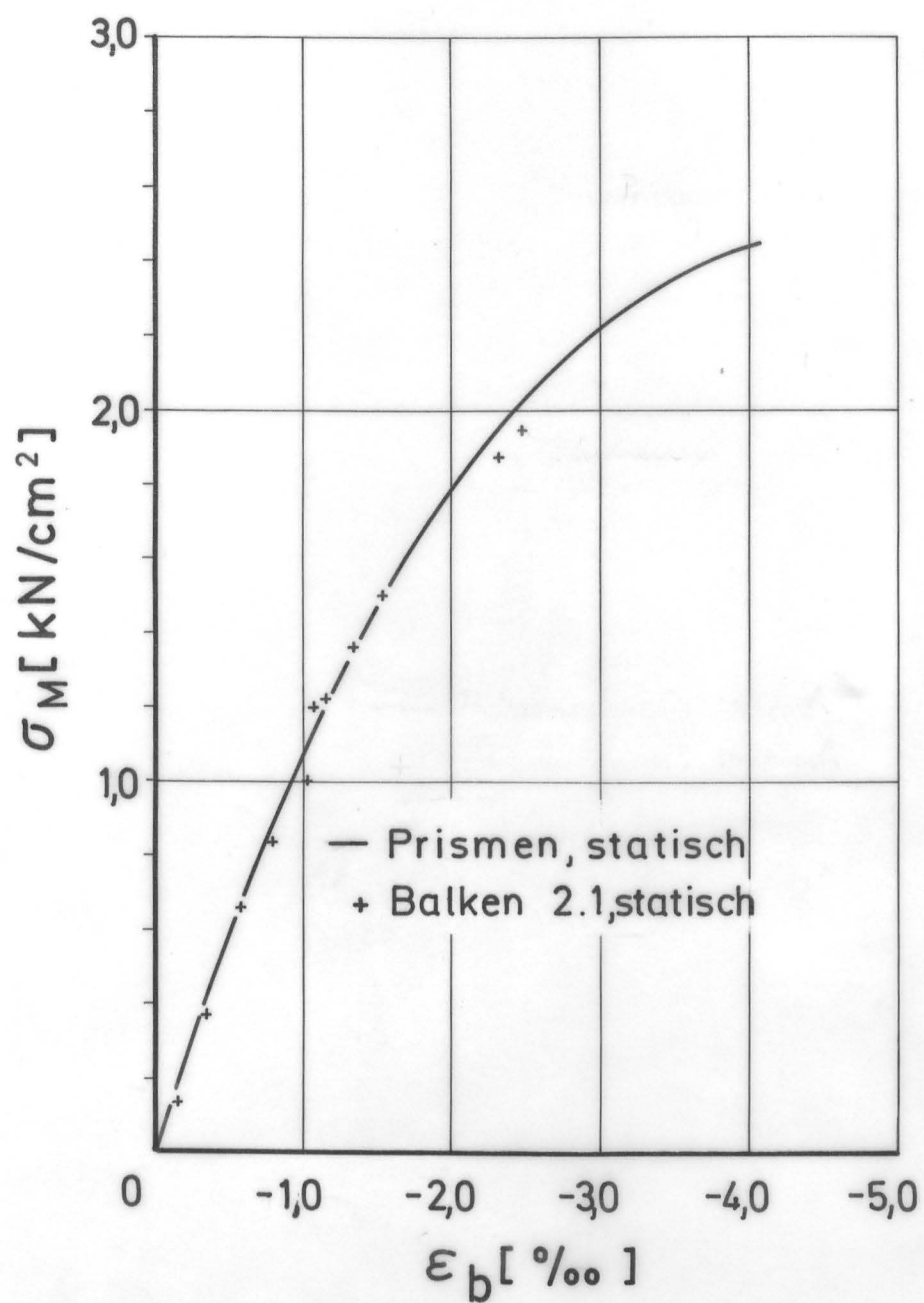


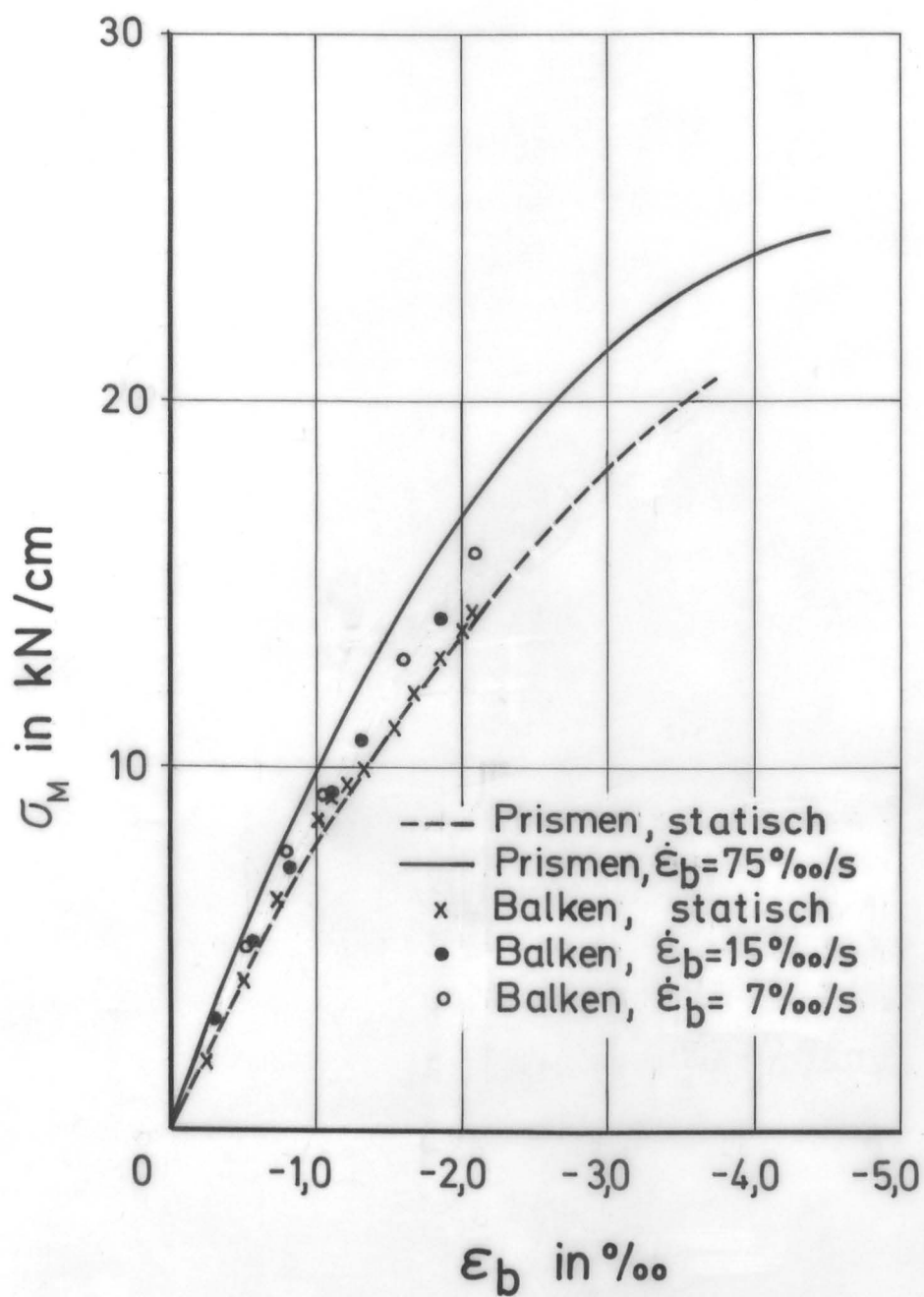


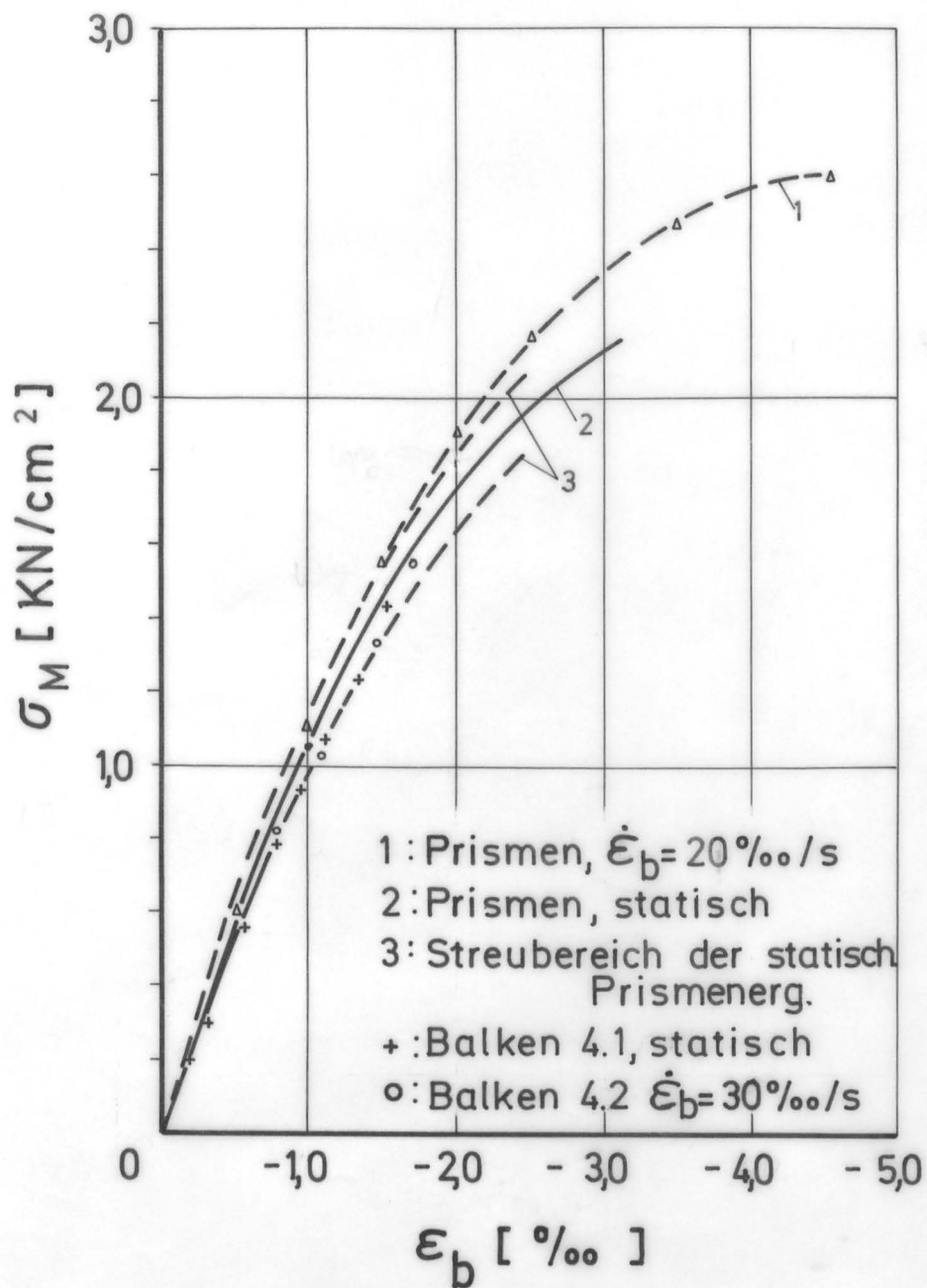


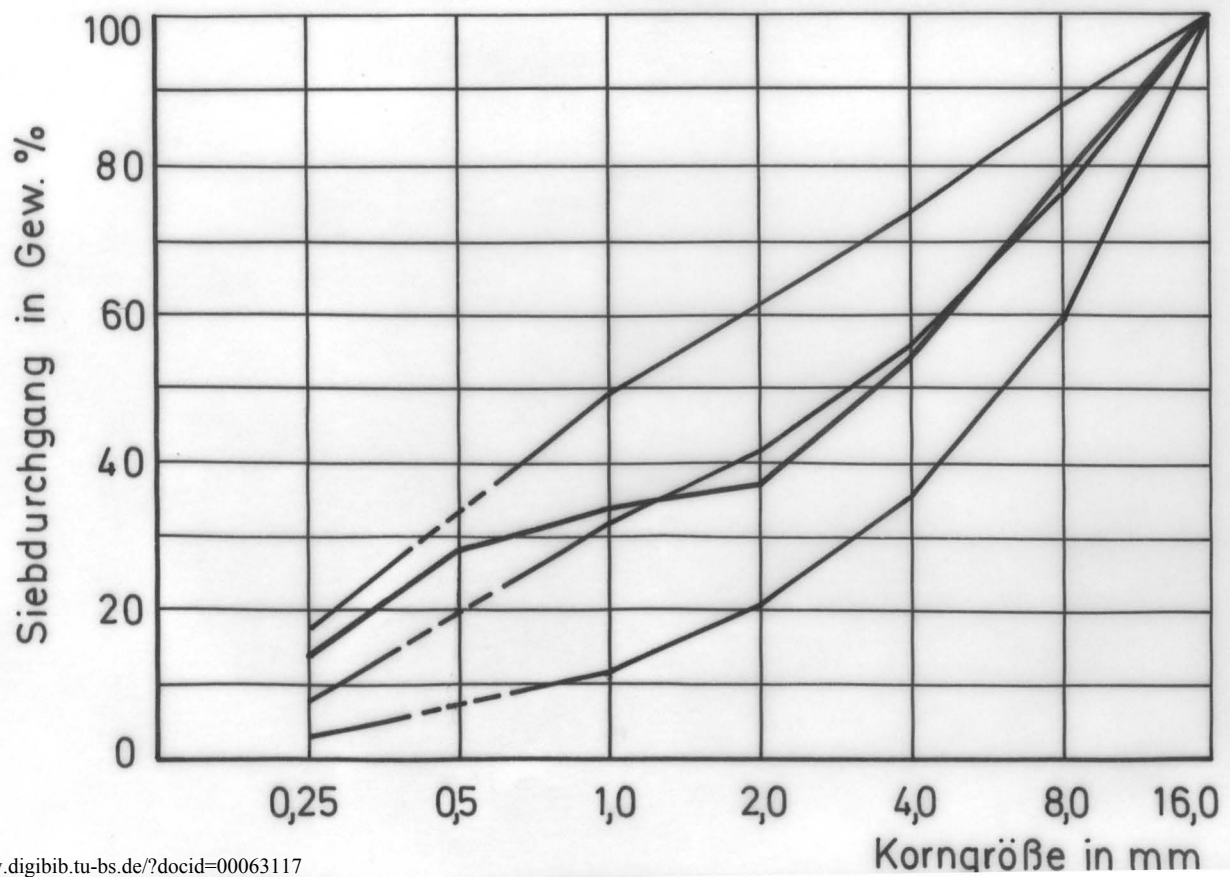


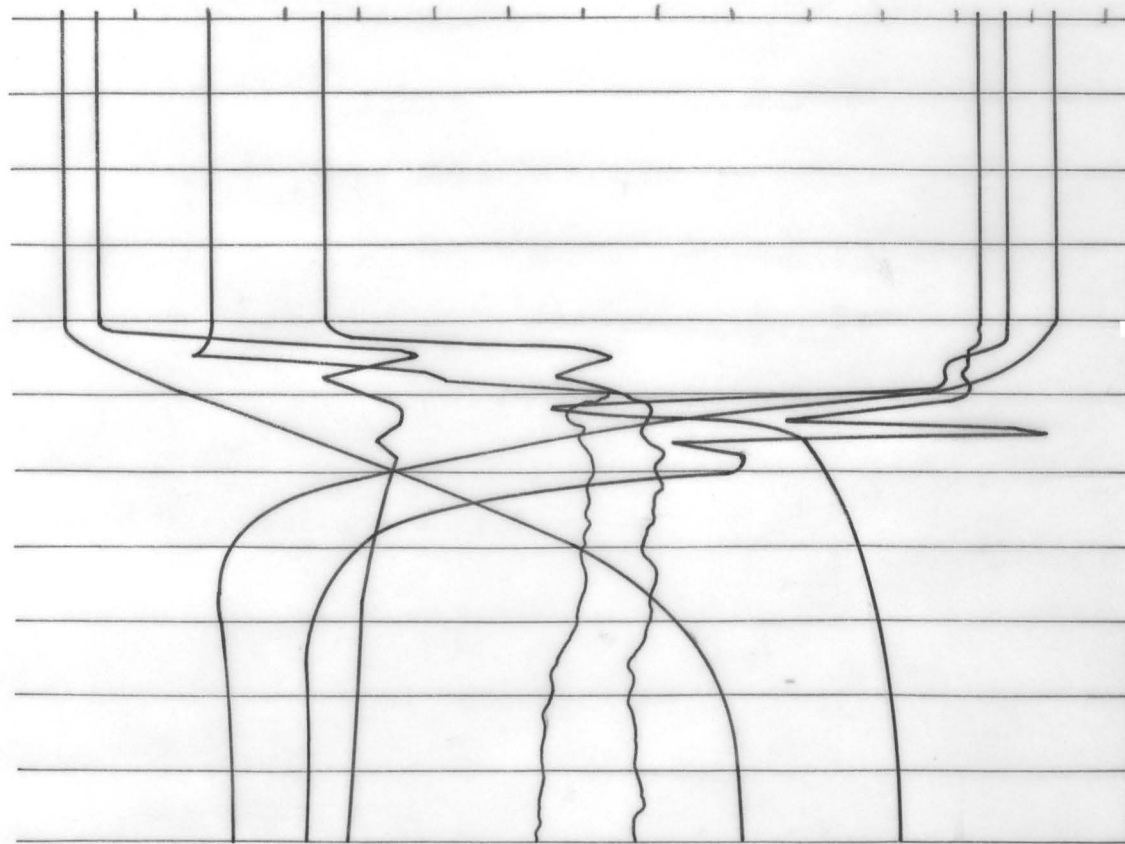










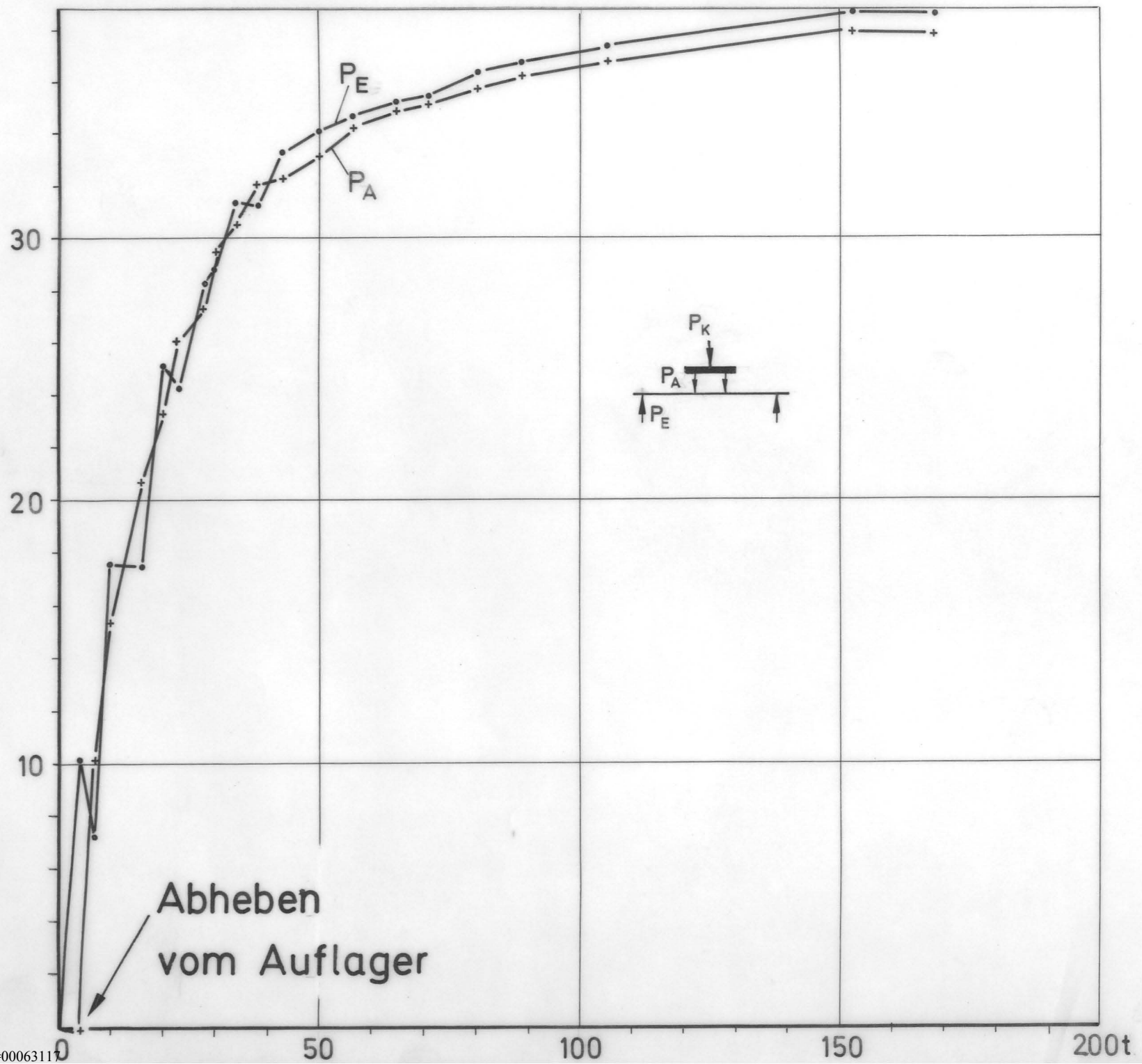


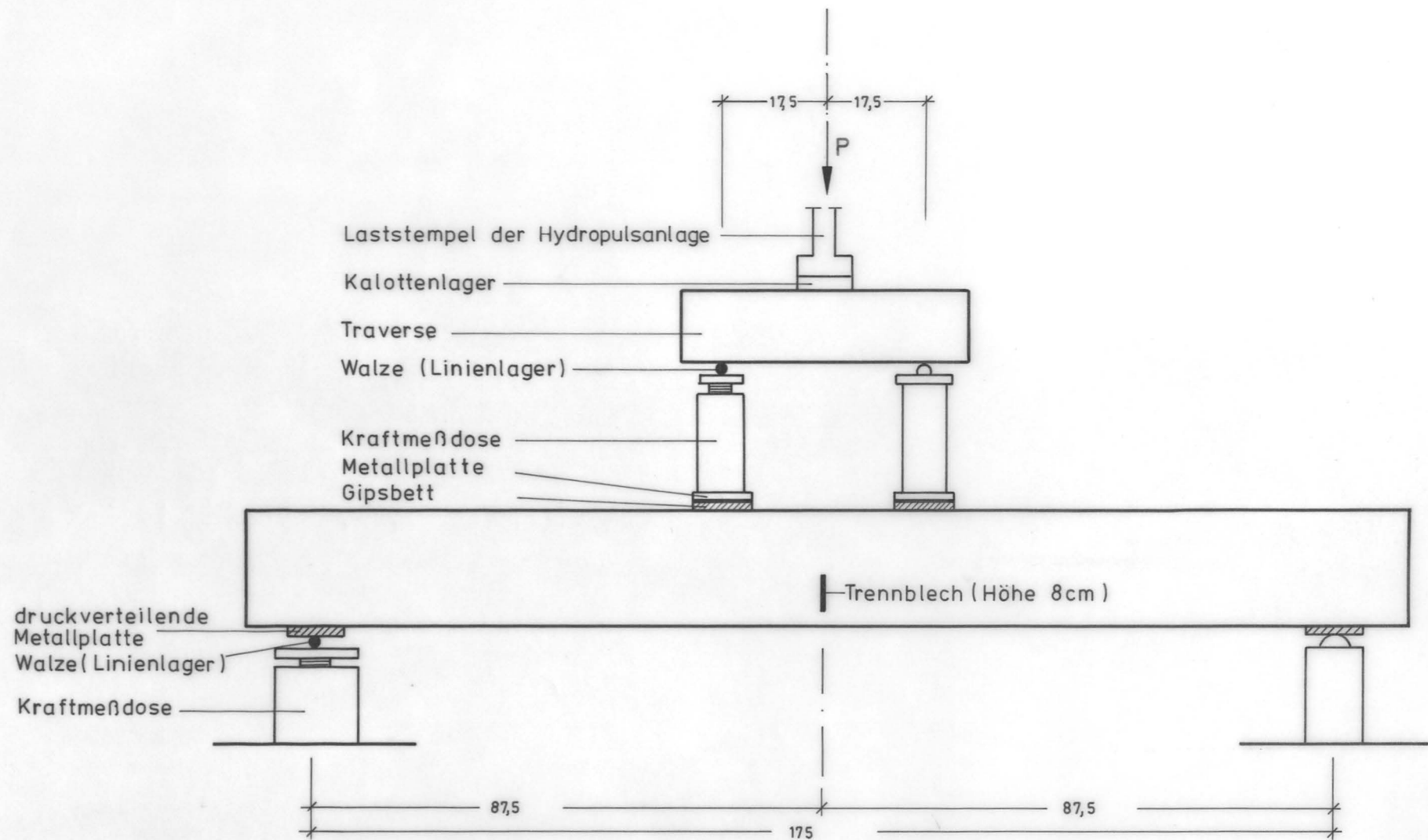
$$\ddot{\sigma} \left(\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2} \right) + \sigma \frac{1}{T_1 T_2} = \ddot{\varepsilon} E + \varepsilon \frac{E}{1 + \varphi_{\infty}} \left(\frac{1 + \varphi_{\infty} \nu'_{12}}{T_1} + \frac{1 + \varphi_{\infty} \nu'_{11}}{T_2} \right) + \varepsilon \frac{E}{1 + \varphi_{\infty}} \frac{1}{T_1 T_2} \quad (1.59b)$$

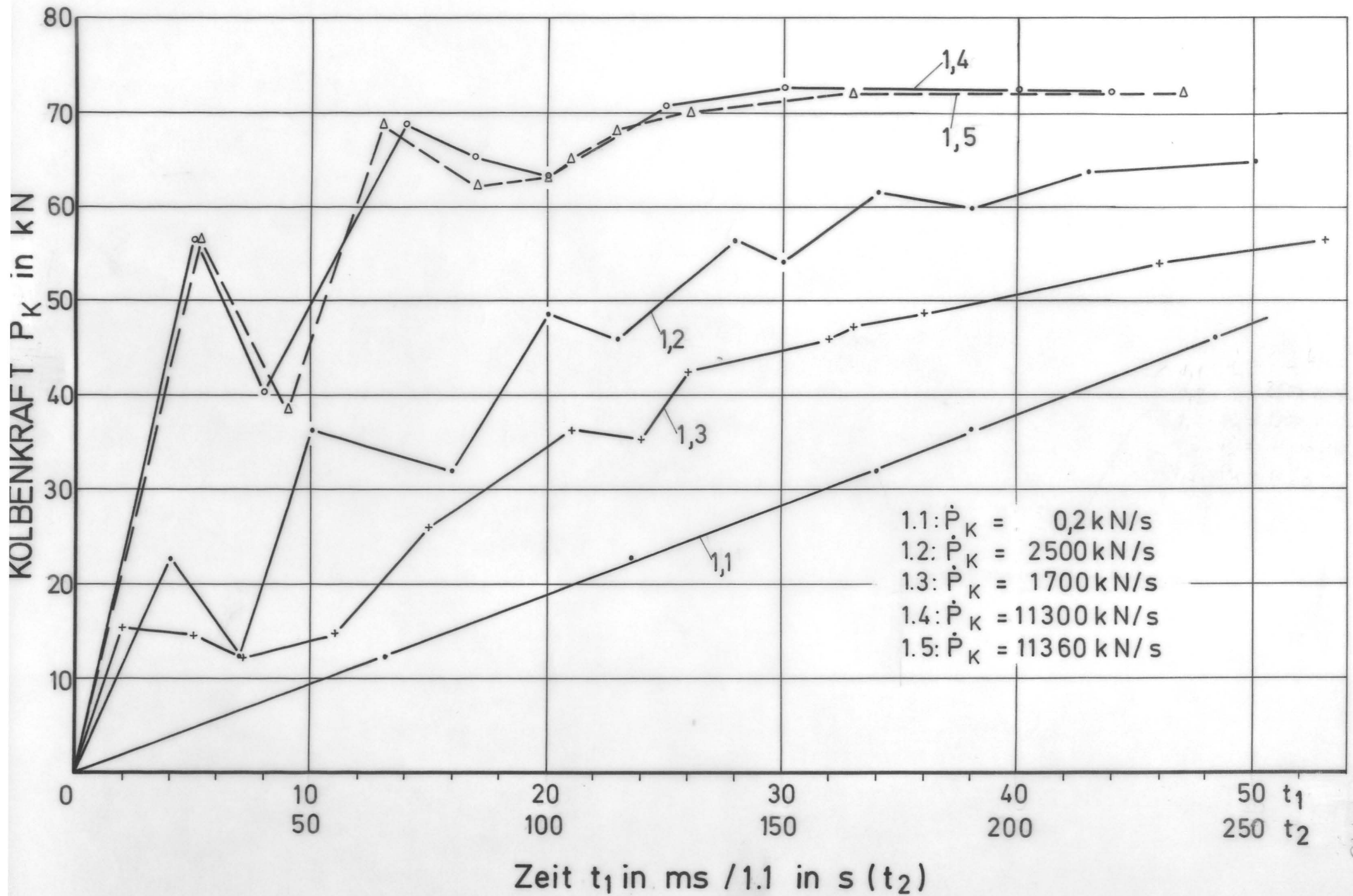
bei einem elastischen Element und $n = 3$ Maxwell-Einheiten

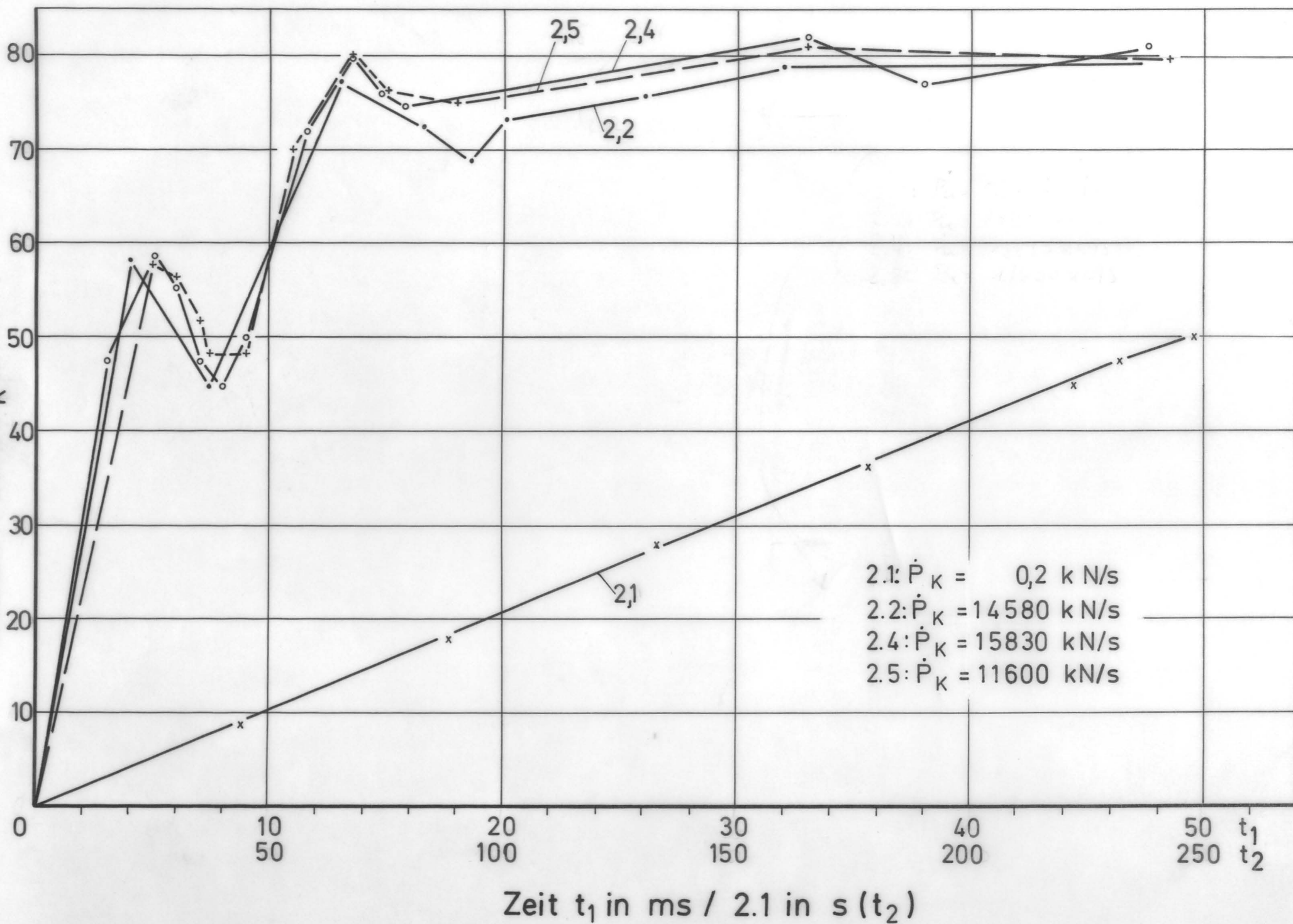
$$\begin{aligned} & + \ddot{\sigma} \left(\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2} + \frac{1}{T_3} \right) + \dot{\sigma} \left(\frac{1}{T_1 T_2} + \frac{1}{T_1 T_3} + \frac{1}{T_2 T_3} \right) + \\ & + \sigma \frac{1}{T_1 T_2 T_3} \cdot \frac{1}{E} = \ddot{\varepsilon} + \dot{\varepsilon} \left[\frac{1 - \varphi_{\infty} \nu'_{11}}{T_1} + \frac{1 - \varphi_{\infty} \nu'_{12}}{T_2} + \right. \\ & + \left. \frac{1 - \varphi_{\infty} \nu'_{13}}{T_3} \right] + \dot{\varepsilon} \left[\frac{1 - \varphi_{\infty} (\nu'_{12} + \nu'_{11})}{T_1 T_2} + \frac{1 - \varphi_{\infty} (\nu'_{11} + \nu'_{13})}{T_1 T_3} + \right. \\ & + \left. \frac{1 - \varphi_{\infty} (\nu'_{12} + \nu'_{13})}{T_2 T_3} \right] + \varepsilon (1 - \varphi_{\infty}) \frac{1}{T_1 T_2 T_3} \quad \dots \quad (1.60). \end{aligned}$$

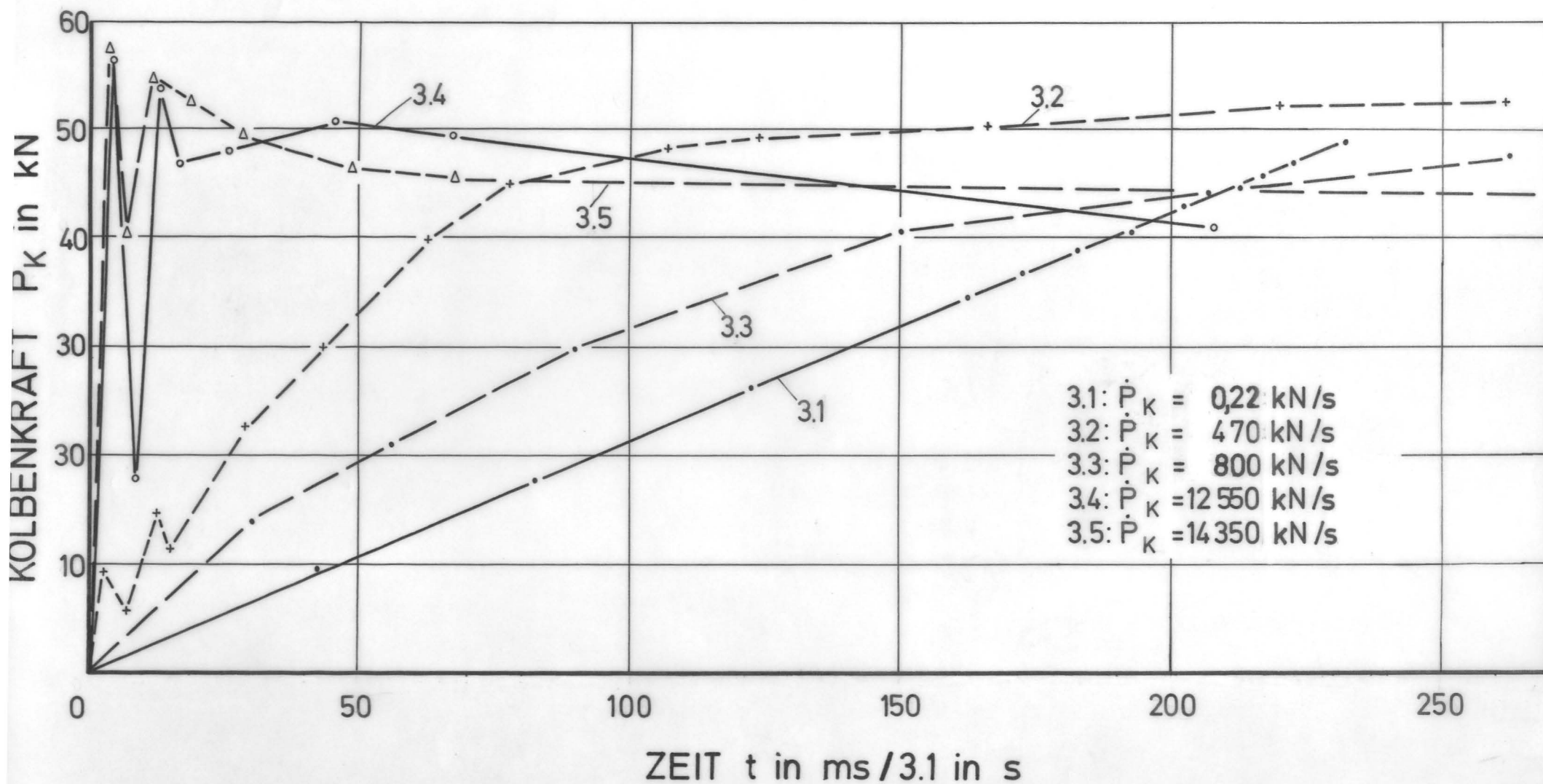
Man hier läßt sich entsprechend (1.54) das Bildungsgesetz der gemessenen Konstanten erkennen, und damit lautet eine zweite

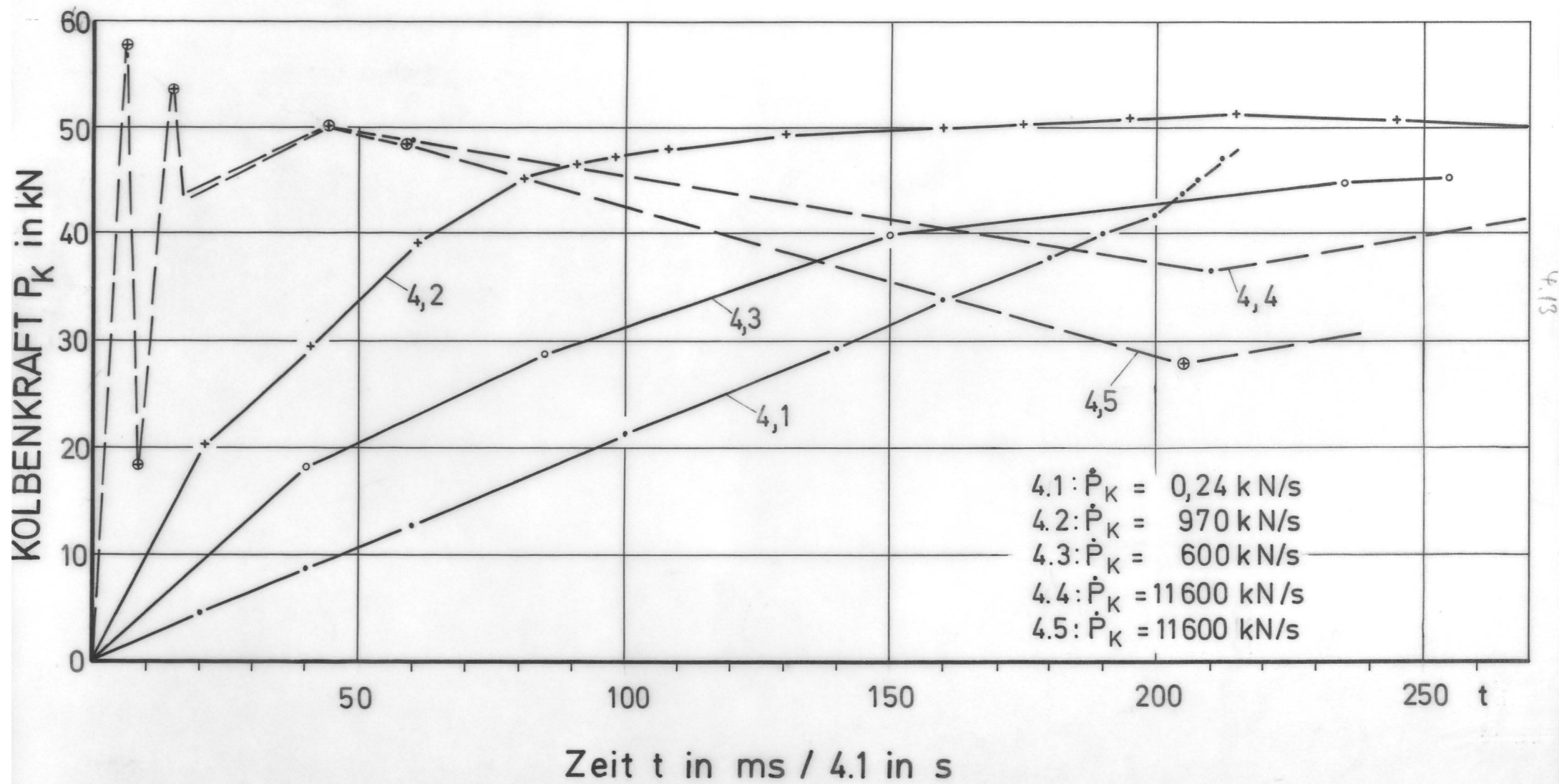


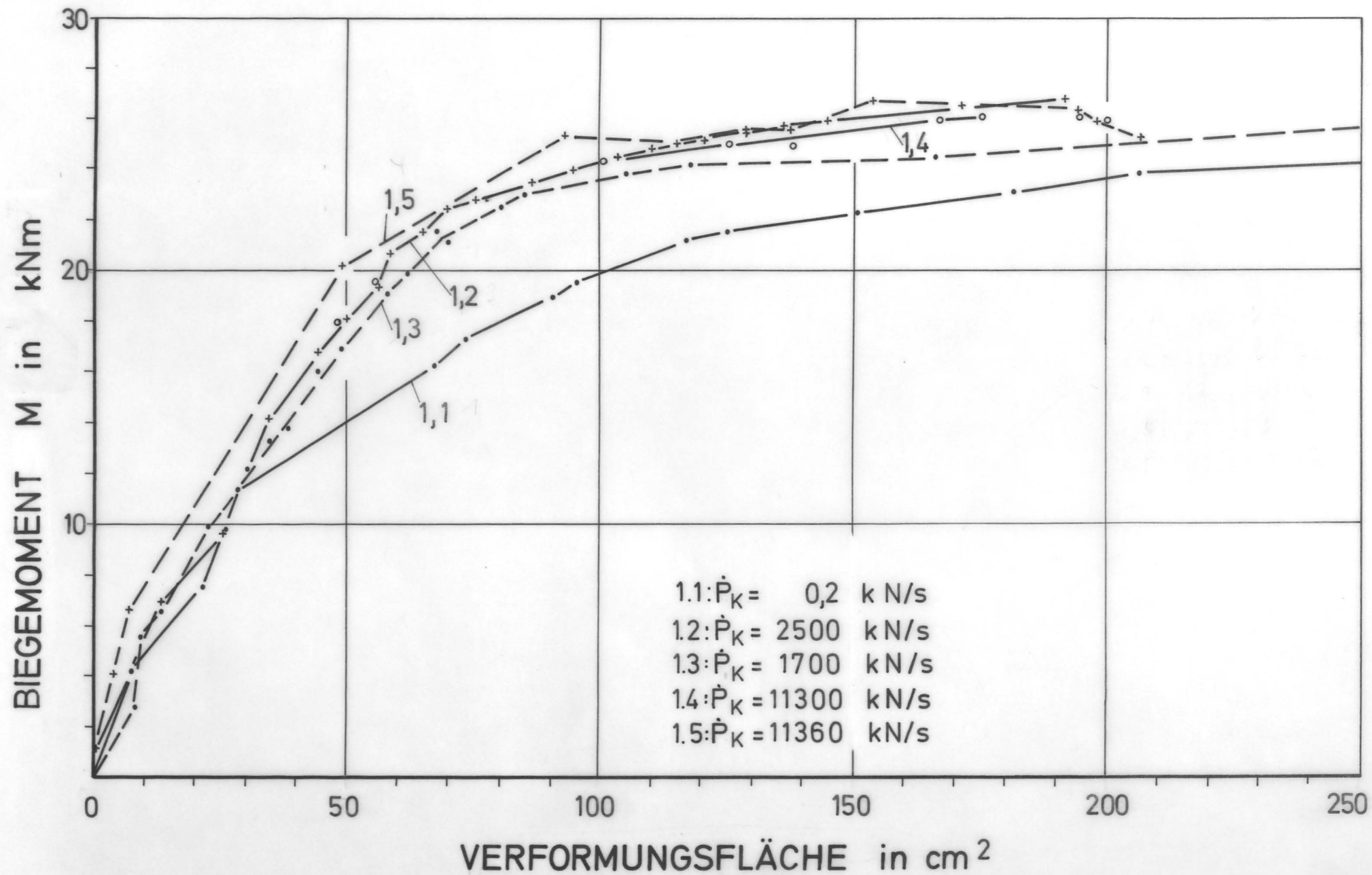


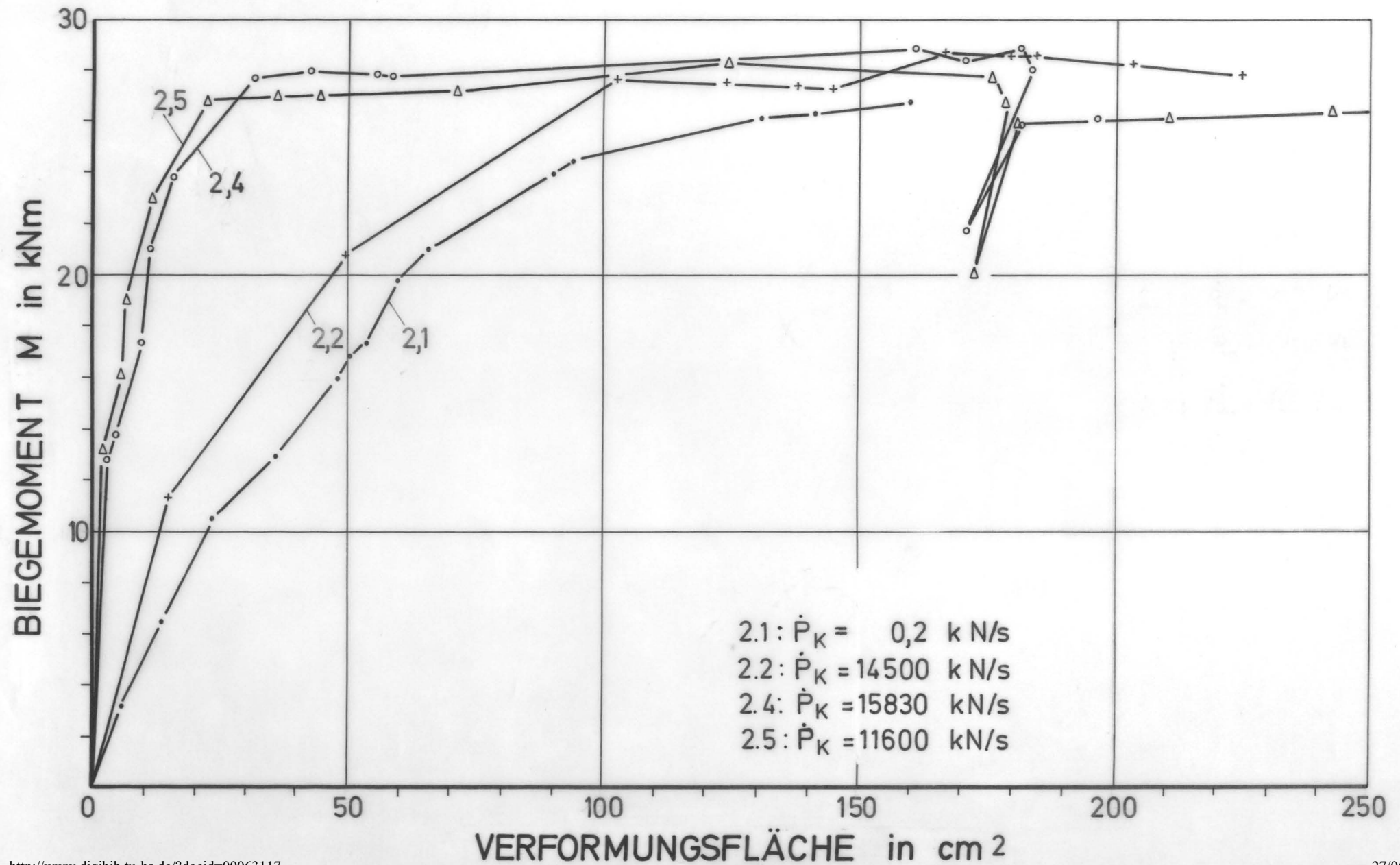


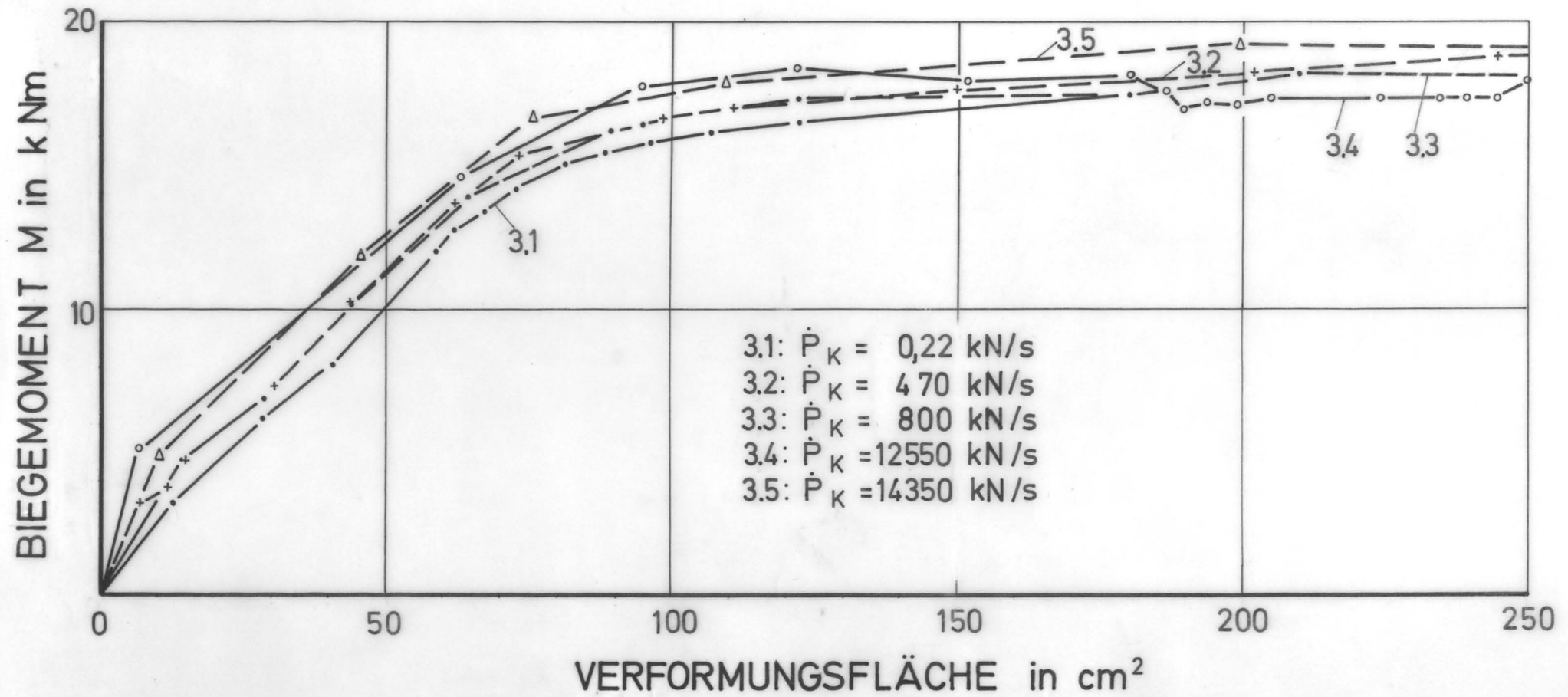


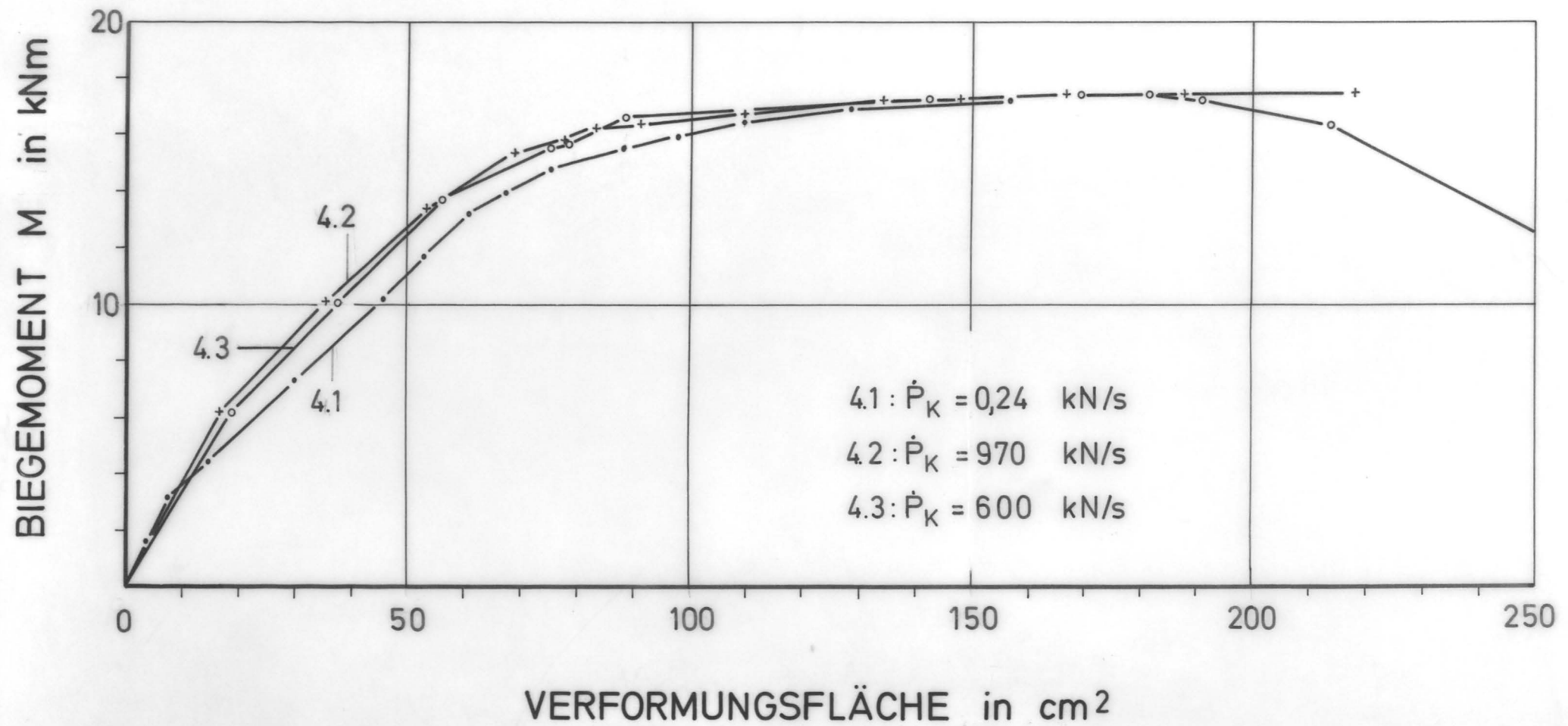


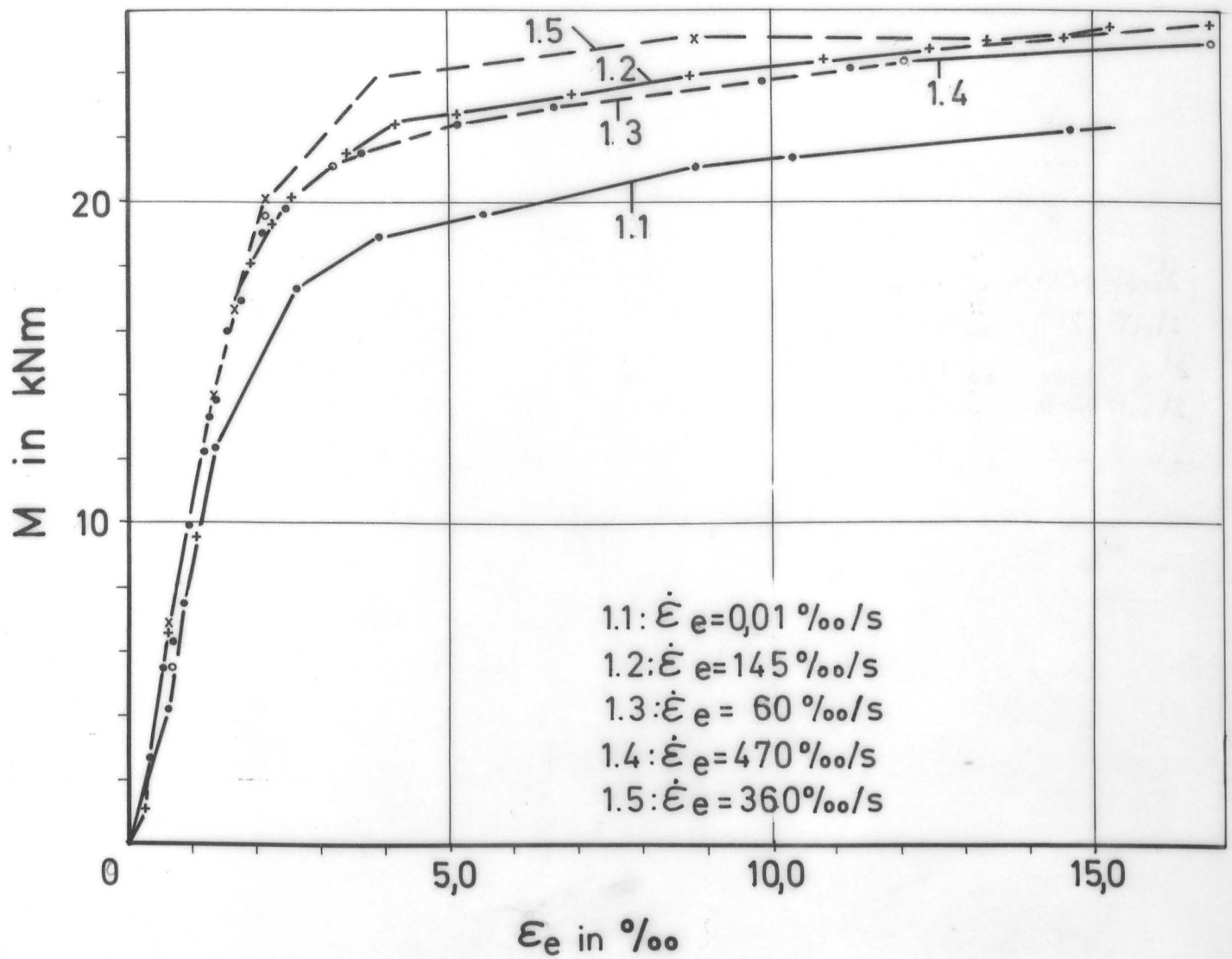


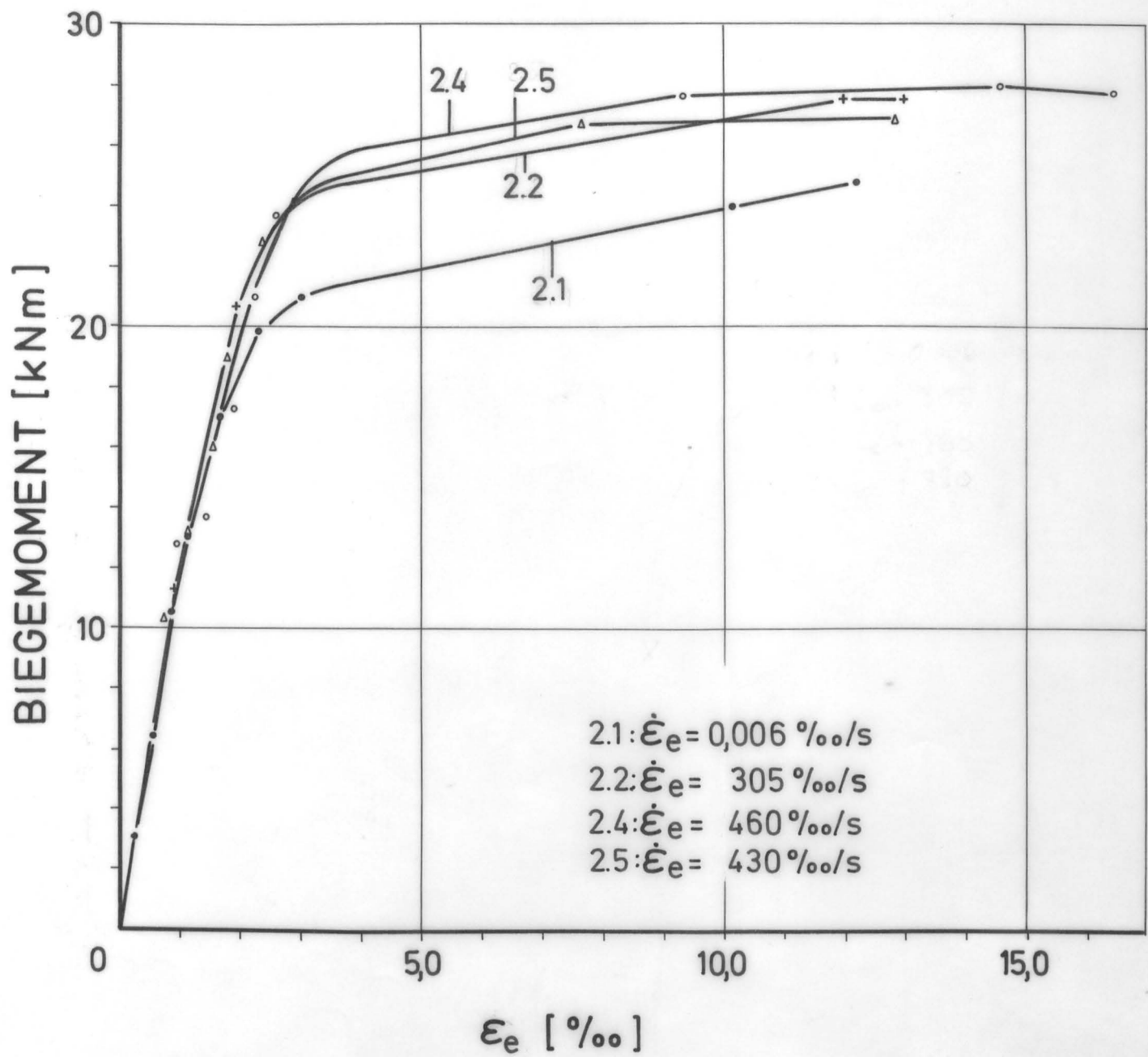


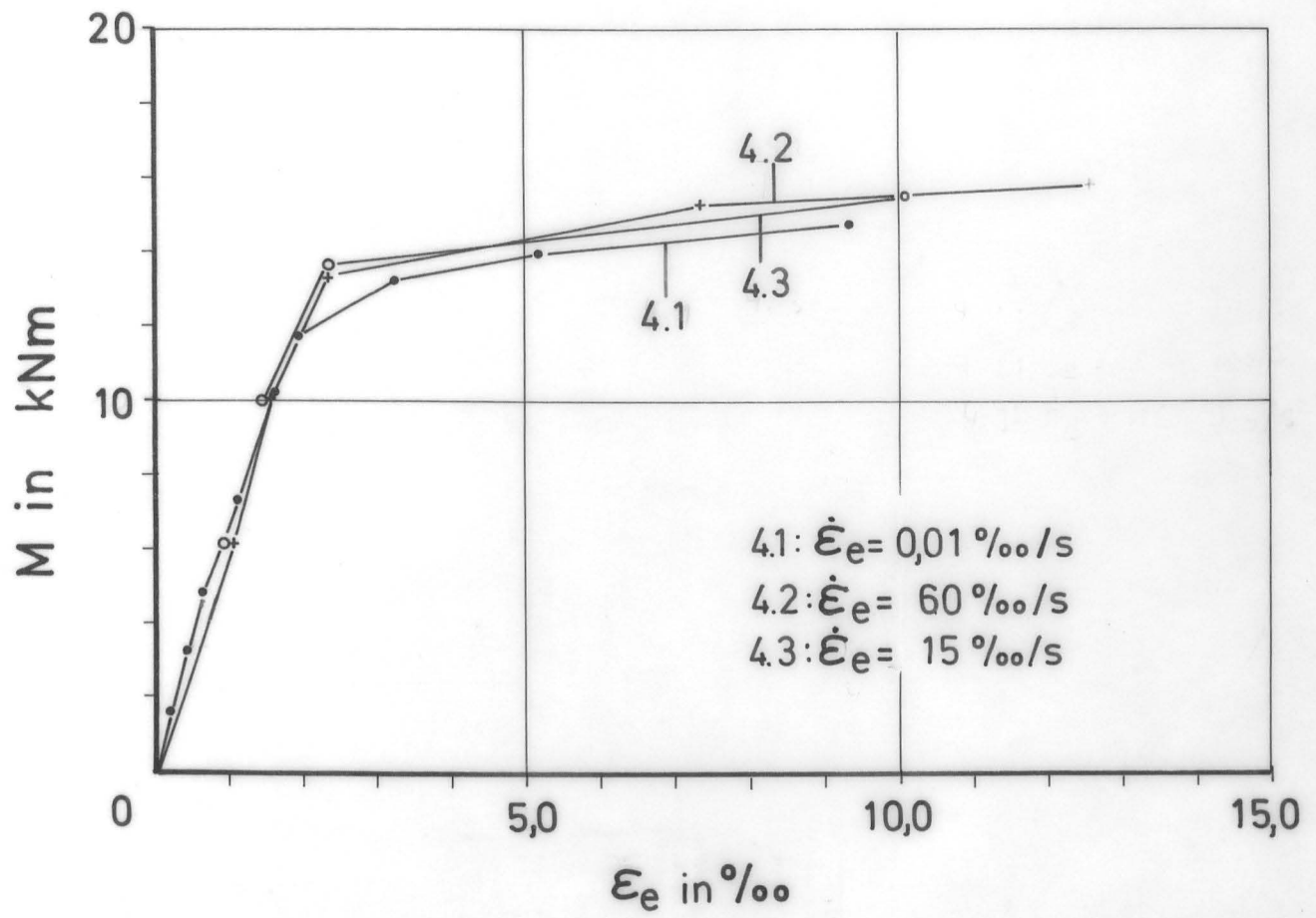


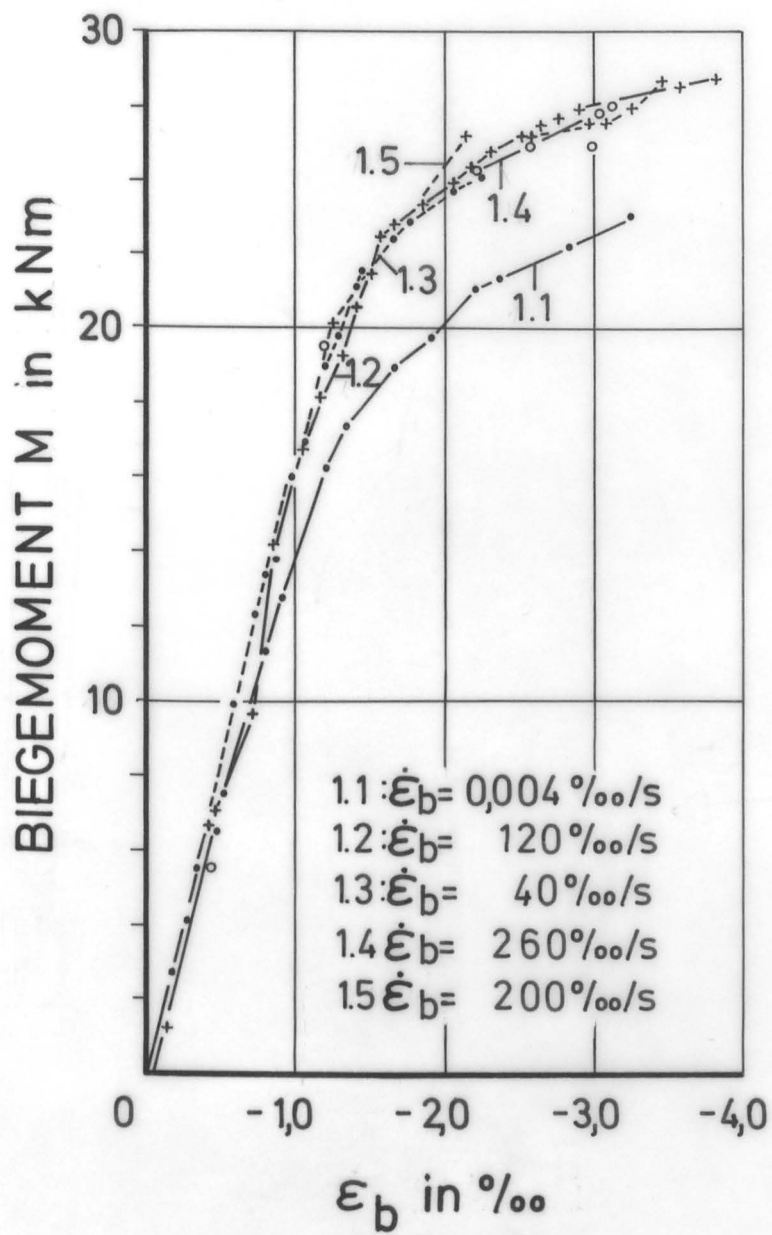


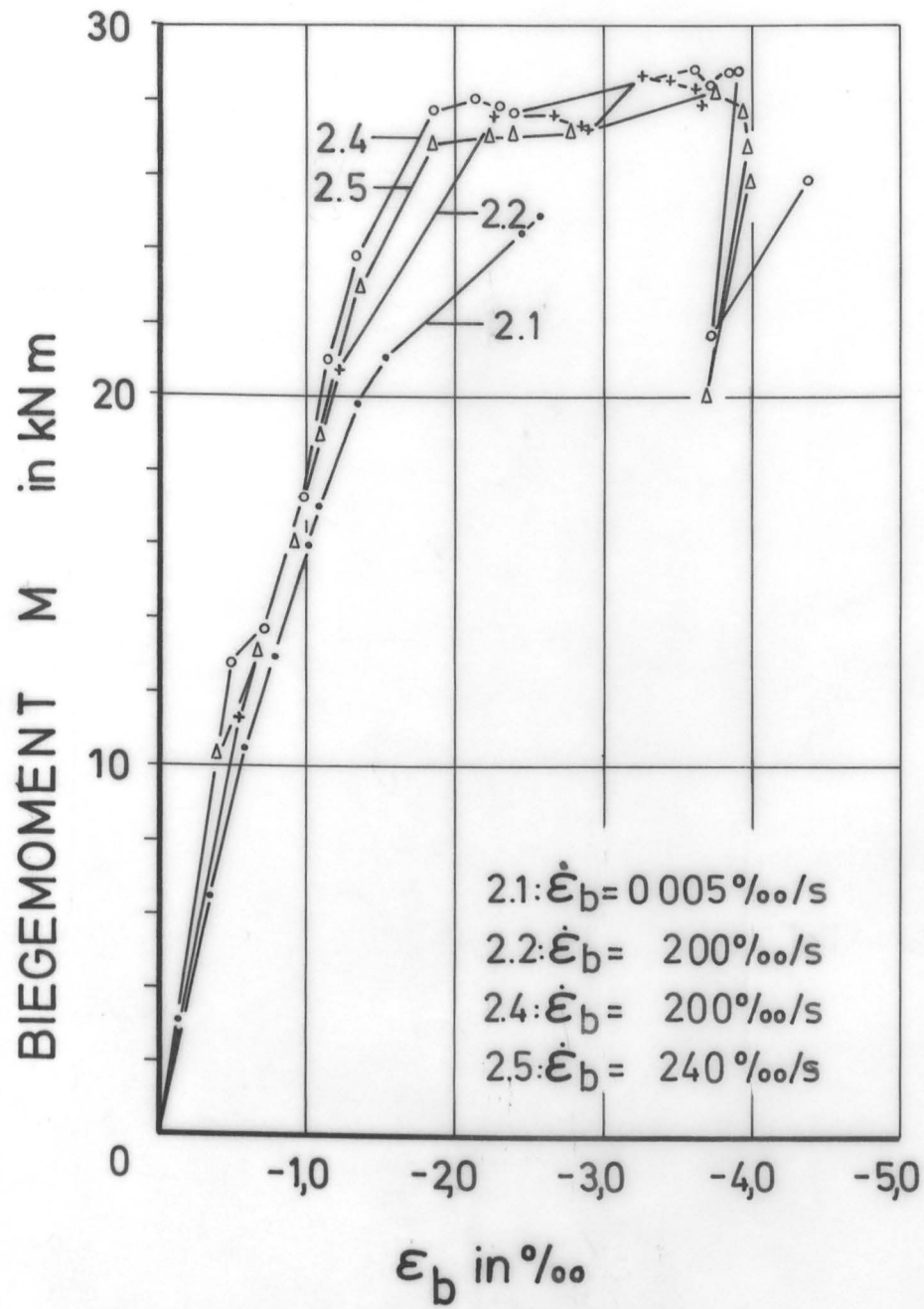


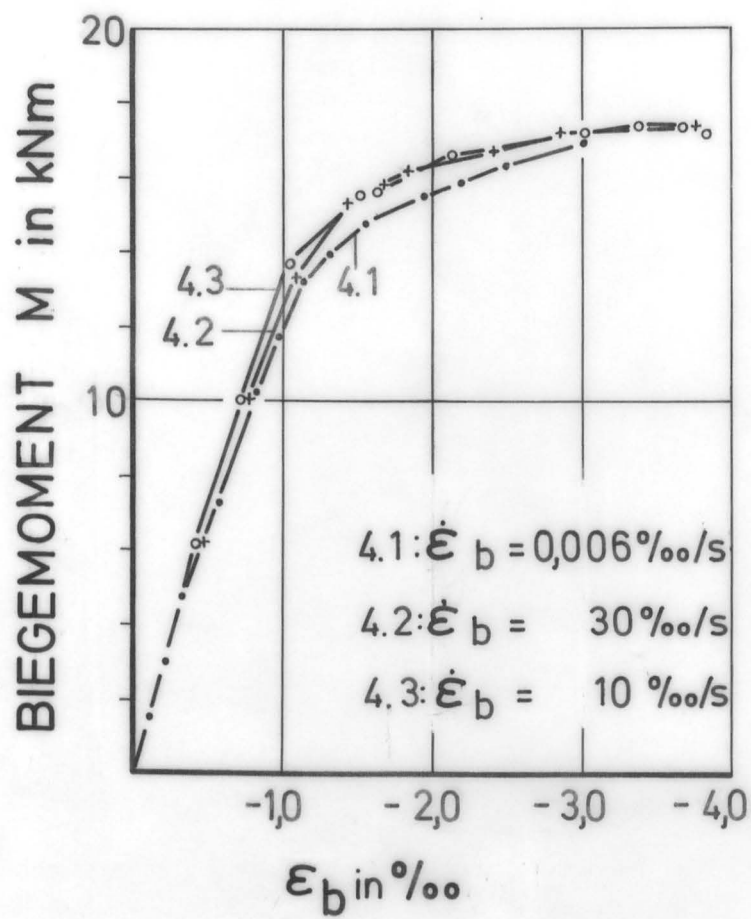


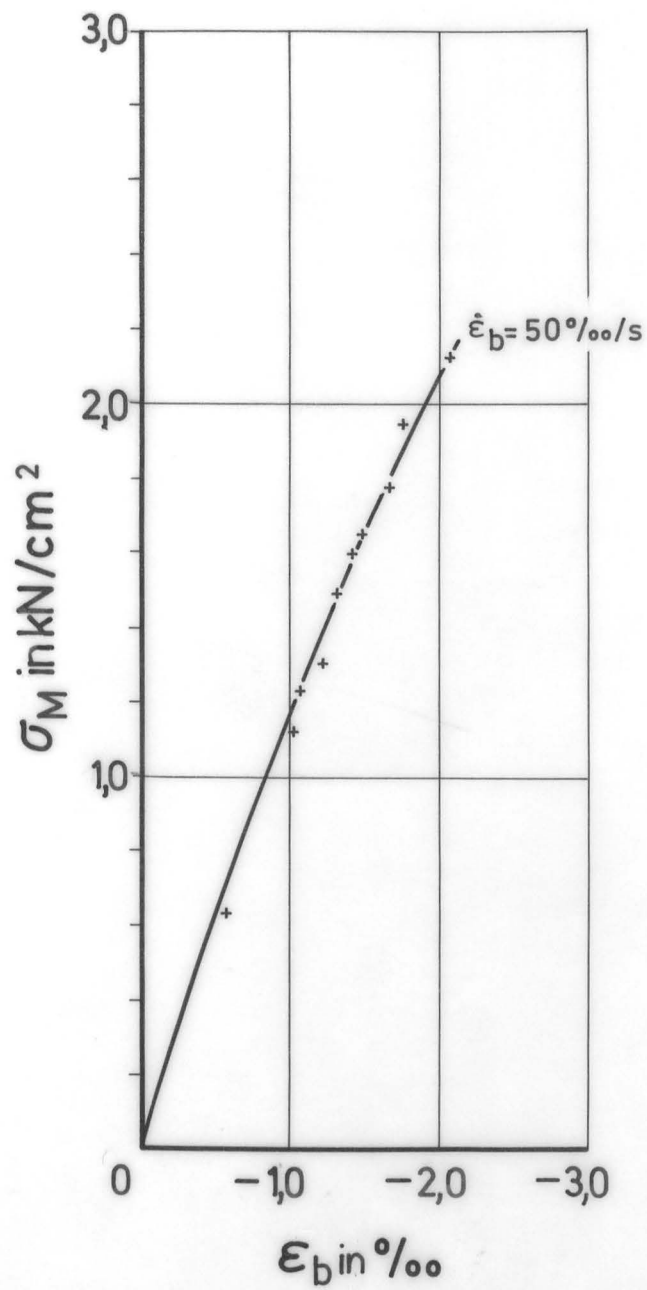


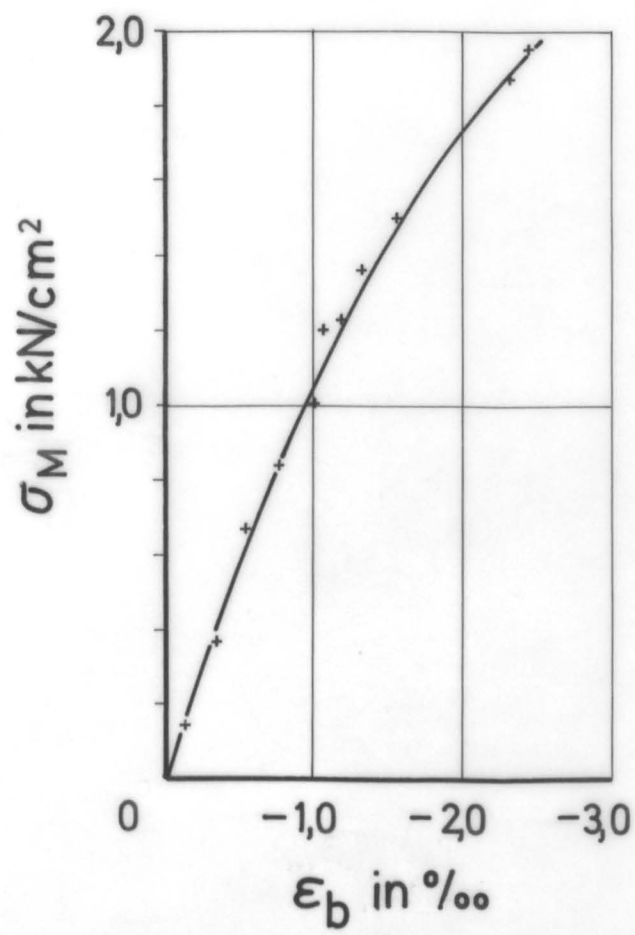


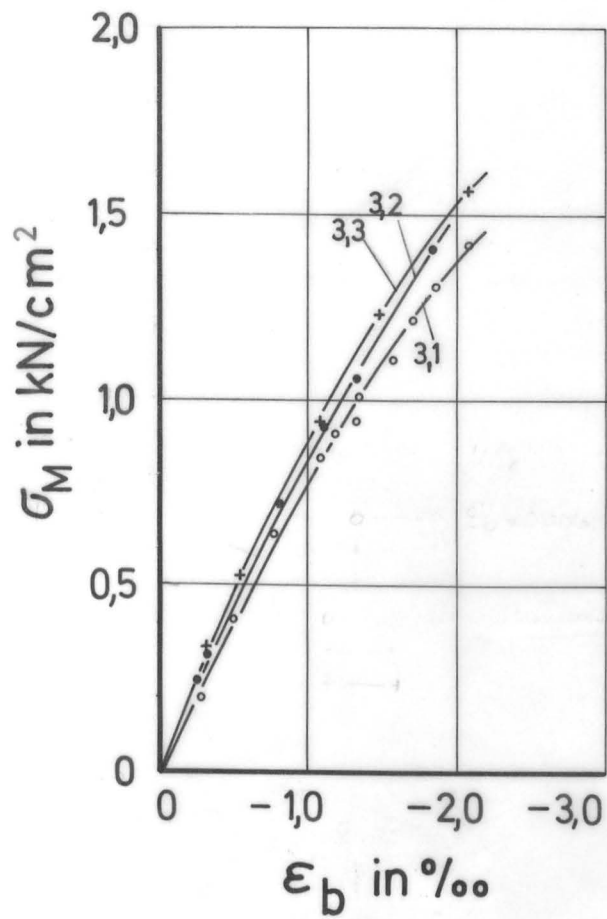












3,1 : $\dot{\epsilon}_b = 0,006 \text{ ‰/s}$
3,2 : $\dot{\epsilon}_b = 15 \text{ ‰/s}$
3,3 : $\dot{\epsilon}_b = 7 \text{ ‰/s}$

